

DIPLOMARBEIT

Master Thesis

Analyse des sozialen Wohnbaues auf Erdbebensicherheit in Istanbul

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch

E206

Institut für Hochbau und Technologie

und

Univ.-Ass. Dipl.- Ing. Michael Höflinger

E206

Institut für Hochbau und Technologie

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Mehmet Celik

0625193

2440 Neureisenberg, Reisenbergerstraße 17

Wien, am 04.12.2013

Erklärung der Urheberschaft

Ich erkläre hiermit an Eides statt, dass ich *Mehmet Celik geb. 01.07.1986* die vorliegende Arbeit ohne Hilfe Dritter und ohne Benutzung anderer als der angegebenen Hilfsmittel angefertigt habe. Die aus fremden Quellen direkt oder indirekt übernommenen Gedanken sind als solche kenntlich gemacht und angeführt. Die Arbeit wurde bisher in gleicher oder ähnlicher Form keiner anderen Prüfungsbehörde vorgelegt und auch nicht veröffentlicht. Diese Arbeit stimmt mit der vom Begutachter beurteilten Arbeit überein.

Wien, am 04.12.2013

Mehmet CELIK

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen Personen bedanken, welche mich während der Durchführung dieser wissenschaftlichen Arbeit direkt oder indirekt unterstützt haben.

Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch und Herrn Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Michael Höflinger für die Ermöglichung der Durchführung dieser Arbeit und jeglicher Unterstützung während der Erstellung.

Meinen Eltern, meinen Geschwistern und all jenen, die mich direkt oder indirekt während meines Bauingenieurwesen Studiums an der Technischen Universität Wien unterstützt haben.

Kurzfassung

In der vorliegenden Arbeit wird der erdbebengerechte soziale Wohnbau in Istanbul behandelt. Um dem Leser die Möglichkeit für ein besseres Verständnis der behandelten Thematik zu geben, sind in dieser Arbeit einige Themenbereiche des Erdbebens kurz erläutert. Des Weiteren werden bedeutende Aspekte der türkischen Baukultur und ihrer Entwicklung aufgezeigt.

Im Rahmen dieser Arbeit wird die erdbebengerechte Bebauung, Planung und ihre immense Bedeutung im Bauwesen beschrieben.

Die vorliegende Arbeit soll einerseits einen Einblick in die türkische Baukultur und ihre Entwicklung und andererseits die Erdbebenperformance sowie ihre wirtschaftliche Rentabilität des sozialen Wohnbaues aufzeigen. Dabei werden verschiedene Bauwerke entworfen, mit der Behörde in Istanbul abgestimmt und nach ihrer seismischen Performance überprüft. Eines dieser fiktiven Bauten ist nach der türkischen Baukultur entworfen, die weiteren zwei Bauwerke dienen einer möglichen Steigerung der Erdbebensicherheit.

Der Vergleich der Objekte untereinander nach ihrer Erdbebenperformance und ihren Rohbaukosten zeigt, dass durch eine geringe Erhöhung der Bausumme pro m² die Sicherheit gesteigert werden kann. Die Kompensierung der Erdbebenkräfte erfolgt in der Stahlbetonskelettbauweise ohne Wandscheiben durch große Verformungen. Diese Verformungen stellen eine Gefahr für die Mauerwerksausfachung und die Schadensbegrenzung dar.

Abstract

In this present study, an earthquake resistant social housing model in Istanbul will be presented. For a better understanding of this subject, the reader will be given some brief insights into several aspects of the earthquake subject. Furthermore, fundamental aspects of the Turkish architectural culture and its history are pointed out.

Within the framework of this work, earthquake-resistant buildings, their planning and vehement meaning in construction industry are described.

The present work should, on the one hand, give insight into the Turkish architectural culture and its development and, on the other hand, illustrate the earthquake performance and economic viability of social residential building. Three different structures are designed, approved by the municipality in Istanbul and tested for their seismic performance.

One of these fictitious buildings is designed according to the Turkish architectural manner. The other two buildings serve to potentially increase earthquake performance.

The comparison of these objects according to their seismic performance and the costs of their shell construction, shows that the performance can be increased by a small increase in the construction cost of a m². Earthquake forces are compensated with large deformations of the reinforced- concrete skeleton construction without shear walls. These deformations present a serious danger to the infilling masonry and to damage limitation.

Inhalt

1.	Einleitung.....	9
2.	Erdbeben	10
2.1	Arten von Erdbeben.....	11
2.2	Intensität.....	13
2.3	Magnitude	14
2.4	Geographische Ursache und Häufigkeit starker Erdbeben in Istanbul	15
2.5	Geländeschnitt zur Darstellung der Bodenschichten	17
2.6	Erdbebenzonen und Referenzbodenbeschleunigung	18
3.	Erdbebenwirkung auf Bauwerke.....	20
3.1	Bemessung.....	21
3.2	Mögliche Schadenskennzeichen.....	22
4.	Grundsätze der erdbebengerechten Planung.....	23
4.1	Weiche Geschosse	24
4.2	Gebäudeformen und Aussteifungen im Grund- und Aufriss.....	26
4.3	Widerstandsfähigkeit und Biegesteifigkeit in Rahmenbauweise	31
5.	Wohnbauten in Istanbul.....	32
5.1	Allgemeines und Rückblick	32
5.2	Anzahl und Bauproblematik erdbebengefährdeter Objekte.....	34
5.2.1	Bautechnische Problematik in der Vergangenheit	35
5.3	Mitwirkende in der Planungs- und Bauphase	36
5.4	Reformen im Hinblick auf erdbebensicheres Bauen	38
5.5	Baukonzept und Grundrissform des sozialen Wohnbaus	41
6.	Auswirkungen der Mischbauweise auf die Erdbebensicherheit.....	45
7.	Aspekte bei der Modellierung mittels Programmen	49
8.	Erdbebenertüchtigungsmaßnahme im Stahlbetonskelettbau	51
9.	Bedeutende konstruktive Regel nach TRC 2007	54
9.1	Stützen mit einer hohen Duktilitätsklasse.....	54
9.2	Unterzüge mit einer hohen Duktilitätsklasse	57
9.3	Querkrafttragfähigkeit im Knotenbereich von Unterzug und Stütze.....	58

10.	Erdbebenperformance des sozialen Wohnbaues	59
10.1	Bauwerk 1: Stahlbetonskelettbau mit Mauerwerksausfachung	61
10.2	Bauwerk 2: Stahlbetonbau mit Mauerwerksausfachung	64
10.3	Bauwerk 3: Reiner Stahlbetonbau	67
10.4	Bauwerk 4 : Stahlbetonskelettbau ohne Mauerwerksausfachung.....	70
10.5	Bauwerk 5: Tragender Mauerwerksbau	71
10.6	Allgemeines zur Preisermittlung und Erdbebenperformance.....	72
10.7	Preisermittlung	73
10.8	Globale Verformungen	76
11.	Resümee	77
12.	Zusammenfassung.....	79
13.	Quellenverzeichnis	81
14.	Abbildungsverzeichnis.....	85
15.	Tabellenverzeichnis	88
16.	Diagrammverzeichnis	89
17.	Formelverzeichnis	89
18.	Kurzbegriffe	89

Vorwort

Im Jahr 1999 haben meine Familie und ich das verheerende Erdbeben in Istanbul während eines Urlaubsaufenthaltes miterlebt. 14 Jahre später ist der soziale Wohnbau im Hinblick auf Erdbebensicherheit Gegenstand meiner Untersuchung. Um diese Arbeit zu verfassen und an wissenschaftliche Informationen zu gelangen, habe ich drei Monate in Istanbul recherchiert. Es war teilweise sehr schwierig, die für meine Arbeit erforderlichen Unterlagen und Informationen von den zuständigen Institutionen zu erhalten, aber es ist mir gelungen im Rahmen meiner Recherchen sehr hilfreiche Kontakte zu Fachpersonen zu knüpfen. Das technische Personal der „Regional Istanbul Municipality“ und der europäischen wie auch der asiatischen Bezirke von Istanbul war sehr entgegenkommend. Weiters habe ich auch Kontakt zu universitären Einrichtungen aufgenommen, um wissenschaftliche Informationen für meine Arbeit zu erhalten. Die Recherche konnte ich an verschiedenen universitären Bibliotheken durchführen. Überdies waren örtliche Investoren und Baumeister, die ich vor Ort kontaktiert habe, bei der Beschaffung wichtiger Informationen behilflich.

Ein Bauwerk ohne Stahlbetonscheiben und Kern über mehrere Stockwerke in einem Erdbebengebiet zu errichten, erschien mir äußerst skurril. Mit dem Leitgedanken, „Nicht Erdbeben, sondern einstürzende Bauwerke kosten Menschenleben“, bin ich nach Istanbul gereist und habe den typischen sozialen Wohnbau, der mehreren Millionen Menschen ein Zuhause bietet, analysiert.

1. Einleitung

Die vorliegende Arbeit gewährt Einsicht in den türkischen sozialen Wohnbau, der, so wie er anhand dieser Arbeit diskutiert wird, in den letzten Jahren eine wichtige Entwicklung erfahren hat. In einem Land wie der Türkei, in dem eine potentielle Erdbebengefahr besteht, ist die Kenntnis der Kompensierung dynamischer Kräfte durch Tragstrukturen ohne Wandscheiben und Kerne bzw. ihr ingenieurmäßiger Hintergrund von großer Bedeutung.

Bestandsbauten und Neubauten unterscheiden sich kaum in ihrer Baustruktur. Eine Bautradition, die sich bewährt hat, wird nicht so schnell verändert. Mit Reformen und Gesetzen versucht man zwar Verschärfungen und Maßnahmen zu bewirken und folglich die Erdbebensicherheit der Bauwerke zu steigern. Der Stahlbetonskelettbau ist aber trotz bedeutender Fortschritte im Bauwesen erhalten geblieben.

Um dem Leser ein besseres Verständnis der behandelten Thematik zu ermöglichen, sind in dieser Arbeit einige Themenbereiche des Erdbebens und wichtige Aspekte des sozialen Wohnbaus erläutert sowie bedeutende erdbebengerechte Maßnahmen erklärt.

Ein Bauwerk benötigt neben der erdbebengerechten Ausführung auch eine erdbebengerechte Planung. Darunter versteht man einerseits die Bauwerksgestaltung und andererseits die Bemessung, die wiederum in Baustatik und Baudynamik zu untergliedern ist. Denn die Lehre der Baustatik ist das Gleichgewicht der ruhenden Kräfte und erst in der Baudynamik werden nicht ruhende Kräfte in Rechnung gestellt. Um die Erdbebensicherheit des sozialen Wohnbaues zu diskutieren, werden hier die gestalterischen Aspekte des erdbebensicheren Bauens aufgezeigt und als Optimierung bei den fiktiven Bauten angesetzt, folglich werden diese Bauten unter einer seismischen Belastung nach ihrer dynamischen Performance untersucht.

Für die Untersuchung des aktuellen Entwicklungsstandes bzw. die Erdbebensicherheit wird der Zeitraum der letzten Jahrzehnte bis in die Gegenwart herangezogen. Dabei werden typische Wohnbauten entworfen, mit der Istanbuler Behörde abgestimmt und auf ihre Erdbebensicherheit analysiert. Dies ermöglicht eine direkte Beurteilung der Erdbebenperformance.

Die Bauten werden aber nicht nur anhand ihrer Erdbebenperformance, sondern auch nach ihren Rohbaukosten gegenübergestellt, um so einen direkten Vergleich zu erhalten, ob das Verbesserungspotential mit hohen Kosten verbunden ist und warum sich gegebenenfalls bedenkliche Bauweise durchsetzt.

2. Erdbeben

Erdbeben sind Naturkatastrophen und treten überall auf der Erde auf. Die Beeinträchtigung der Bauwerke durch Beben existiert seit Menschengedenken, jedoch wird in letzter Zeit auf die Auslegung der Bauten gegen die Zerstörung durch Erdbeben ein besonderes Augenmerk gelegt.

Bauten dienen einem festgelegten Zweck, wie Wohnraum, Arbeitsplatz etc. und müssen nicht nur statische, sondern auch dynamische Kräfte abtragen. Nicht die Erdbeben verursachen Katastrophen, sondern Bauten ohne Erdbebenauslegung. Um die Bedeutung der Erdbebensicherheit der Bauten zu unterstreichen, ist es äußerst wichtig zu erkennen, dass Beben häufig auftreten und einige davon eine verheerender Wirkung haben.

Das National Earthquake Information Centre (NEIC) des United States Geological Survey (USGS) verfügt über einen seismologischen Erdbebenkatalog, der seit 1954 herausgegeben wird und mehr als 500.000 Ereignisse umfasst. Sogar während der Verfassung dieses Absatzes wird am 06.02.2013, 18:24:57 mitteleuropäische Uhrzeit, ein Erdbeben mit der Magnitude von 4.1 Mw, 34 km in Afghanistan gemessen. Unter der Internetadresse <http://earthquake.usgs.gov/> können Daten aktueller Erdbeben beobachtet werden. Die Datensammlung wird auf Grundlage seismologischer Parameter erstellt. Weltweit installierte Erdbebenstationen liefern die Meldungen, anhand derer die Koordinaten des Epizentrums, Herdzeit, Herdtiefe und weitere Kenngrößen berechnet und in den Katalog aufgenommen werden. Diese Kenngrößen sind in der unten angeführten Abbildung 1 dargestellt.

Im Vergleich zu Wien weist Istanbul eine höhere Erdbebengefahr auf und zur Minimierung der Katastrophe durch Erdbeben kommt den Bauten in dieser Region eine wichtige Bedeutung hinzu, da nicht das Erdbeben sondern erdbebengefährdete Bauten eine Katastrophe auslösen.

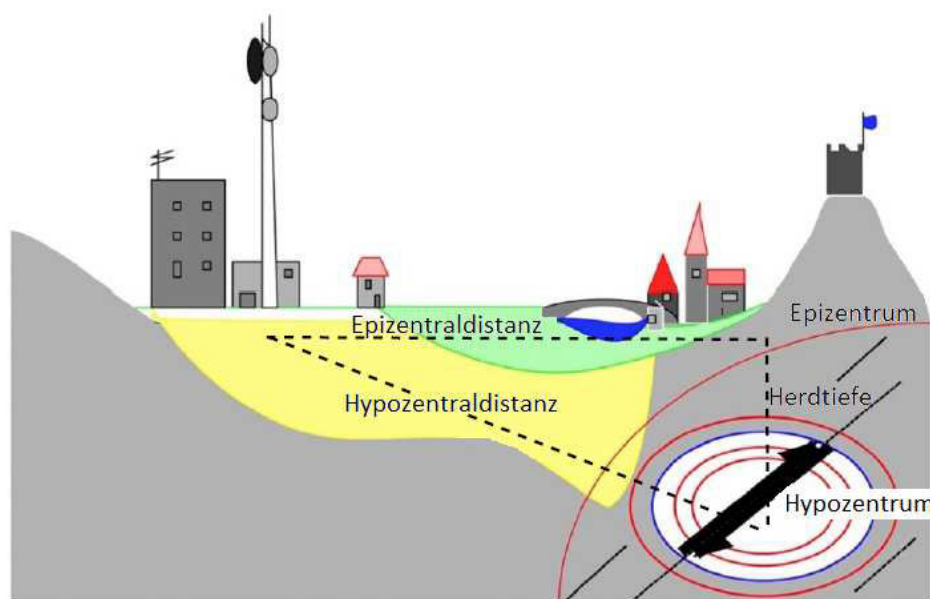


Abbildung 1: Erdbebenwelle und Fachbegriffe [3] [38]

2.1 Arten von Erdbeben

Tektonische Beben entstehen durch einen Bruch in der Erdkruste. Das Interplattenbeben entsteht meist durch den Bruch an den tektonischen Plattenrändern. Selten entstehen Intraplattenbeben, welche durch Brüche in den tektonischen Platten hervorgerufen werden. Der Bruch entsteht hauptsächlich in einem allseitig vorgespannten und inhomogenen Bereich der Erdkruste als Entspannungsvorgang. In der nachfolgenden Abbildung 2 und 3 werden die schematischen Deformationszustände und Bruchmechanismen dargestellt.

- Verschiebung und Verformung

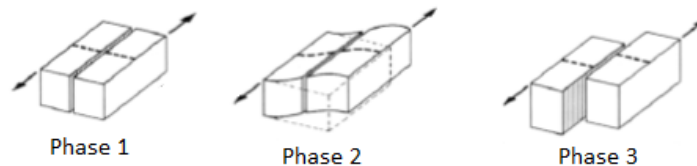


Abbildung 2: Deformationszustände[38]

- Mögliche Blockverschiebungen

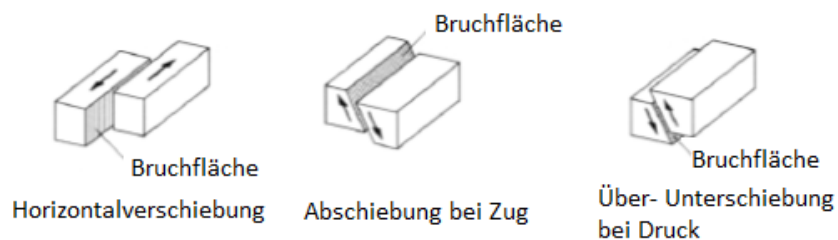


Abbildung 3: Bruchmechanismen [38]

Die natürlichen und künstlichen Beben sowie ihre unterschiedlichen Arten, denen Bauwerke ausgesetzt werden können, sind in der nachfolgenden Tabelle 1 aufgelistet. Die jeweiligen Seismogramme von Beben verschiedener Ursachen zeigen charakteristische Ausprägungen. [1][38]

Tabelle 1: Bebenarten und Seismogramme nach [1] [38]

Art	Unterschiede	Beschreibung	Seismogramme		
Natürliche Beben	Tektonische Beben	Tektonische Erdbeben			
		Entferntes Erdbeben			
	Vulkanische Beben	Beben unter einem Vulkan			
	Diverse Einsturzbeben	Einsturz von Hohlräumen			
		Erdrutsch			
		Steinschlag			
		Rutschender Gletscher			
Künstliche Beben	Unterschiede				
	Deep Heat Mining	Bergbau	Tunnelbau	Bergbau	Stauseeinduzierte Beben

Bei einem Erdbeben versetzt die im Herd freigesetzte Bewegungsenergie die Erdkruste in Schwingungen, dabei entstehen unterschiedliche Arten von Wellen. Die Eigenschaften der abgestrahlten Wellen werden durch die Bedingungen und Prozesse bei einem Bruchvorgang im Erdbebenherd bestimmt. Grundsätzlich werden zwei Typen von seismischen Wellen unterschieden:

- Raumwellen
- Oberflächenwellen

Die Raumwellen sind die sogenannten Longitudinalwellen und Transversalwellen. Die Oberflächenwellen stellen die Love Welle und Rayleigh Welle dar. Hinsichtlich der genauen Beschreibung der unten angeführten Wellenarten (Abbildung 4) wird auf die Literaturquellen verwiesen.

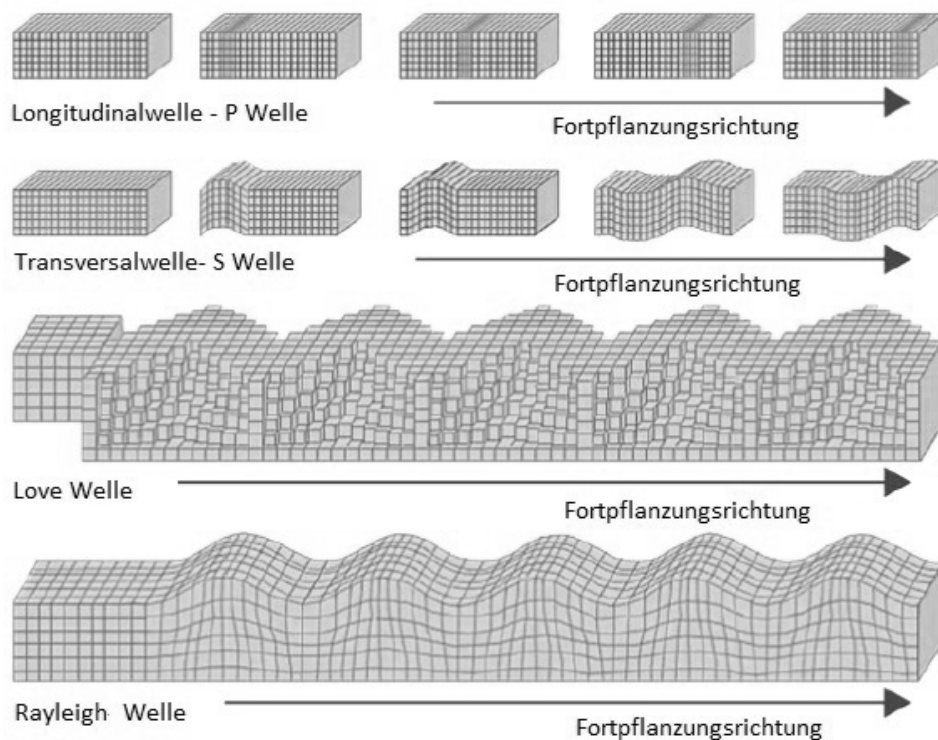


Abbildung 4: Darstellung verschiedener Erdbebenwellen [1]

In der vorliegenden Arbeit werden die behandelten fiktiven Bauwerke nur durch Einwirkungen von tektonischen Erdbeben untersucht.

2.2 Intensität

Die Intensität ist das Maß für die Stärke von Erdbeben, welches im Gegensatz zur instrumentell bestimmten Magnitude, anhand der die Auswirkungen eines Erdbebens auf Landschaft, Straßen und Gebäude bestimmt wird, die ohne Instrumente wahrgenommen werden können (Makroseismik), heute jedoch auch instrumentell bestimmt werden. Je nach örtlichen Gegebenheiten kann ein einzelnes Beben, das nach einer der verschiedenen Skalen eingestuft wird, an verschiedenen Orten unterschiedliche Stärken besitzen.

Bedeutende Aspekte der Intensität:

- Maß für die lokale Wahrnehmbarkeit und Zerstörungskraft eines Erdbebens.
- Die Intensität eines Erdbebens ist abhängig vom Standort.
- EMS-98 ist die heute in Europa gebräuchliche Intensitätsskala:
 - Intensitätswerte von I bis XII
 - Eine Zunahme um einen Intensitätswert entspricht etwa einer Verdoppelung der Bodenbewegungsgrößen
 - systematische Erfassung der Erdbebenverletzbarkeit der Gebäude mittels sechs Gebäudeklassen.
 - ersetzt die frühere MSK-64-Skala¹
- Bestimmung der Intensität erfordert statistische Auswertungen und ist zeitaufwändig.

Beispiele aus den Intensitäten:

Tabelle 2: Ausschnitt aus der EMS 98- Intensitätsskala [5]

Intensität	Definition	Beschreibung der maximalen Wirkung
I	Nicht fühlbar	Nicht fühlbar.
VI	Leichte Gebäudeschäden	Viele Personen erschrecken und flüchten ins Freie. Einige Gegenstände fallen um. An vielen Häusern, vornehmlich in schlechterem Zustand, entstehen leichte Schäden wie feine Mauerrisse und das Abfallen von z. B. Putz
XI	Verwüstend	Die meisten Bauwerke, selbst einige mit gutem erdbebengerechten Konstruktionsentwurf und -ausführung, werden zerstört.
XII	Vollständig verwüstend	Nahezu alle Konstruktionen werden zerstört

¹ Medwedew-Sponheuer-Karnik Skala

2.3 Magnitude

Durch die Entwicklung und Verbesserung von Seismometern ab der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts eröffnete sich die Möglichkeit, objektive, auf physikalischen Größen basierende Messungen vorzunehmen, was zur Entwicklung der Magnitudenskalen führte. Diese ermöglichen, über empirisch gefundene Beziehungen und physikalische Gesetzmäßigkeiten, von den an seismologischen Messstationen aufgezeichneten ortsabhängigen Amplitudenwerten, auf die Stärke eines Bebens zurückzuschließen.

Bedeutende Aspekte der Magnitude:

- Maß für die Herdenergie eines Erdbebens
- beschreibt ein Erdbeben mit einer einzigen Zahl
- logarithmische Skala, im Jahr 1935 von C.F. Richter eingeführt (Richter-Skala)
- Momenten-Magnitude „Mw“ ist die heute gebräuchliche Magnitudenskala
- Bestimmung der Magnitude erfolgt rasch und automatisch, unmittelbar nach einem Erdbeben

Eine Gegenüberstellung der verwendeten Skalen ist in der unten angeführten Tabelle 3 ersichtlich.

Tabelle 3: Häufig verwendete Skalen [38]

Skalen	Beschreibung
ML (Richter) 1935	- Richter- Magnitude (local magnitude) - basiert auf der maximalen Amplitude der Scherwellen - Einsatzbereich bis 600 km
Ms (Gutenberg und Richter) 1936	- Oberflächenwellen- Magnitude (surface wave magnitude) - basiert auf der max. Amplitude der Oberflächenwellen - Einsatzbereich weltweit
mb (Gutenberg) 1945	- Raumwellen- Magnitude (body wave magnitude) - basiert auf der max. Amplitude der Raumwellen - geeignet für tiefe Erdbeben - Einsatzbereich weltweit
MW (Kanamori) 1977	- Momenten- Magnitude (Momentmagnitude) - $M_w = 0,67 \log_{10} M_0 - 10,7$ - seismisches Moment $M_0 = GAd$ G: Schubmodul A: Bruchfläche d: mittlere Verschiebung

2.4 Geographische Ursache und Häufigkeit starker Erdbeben in Istanbul

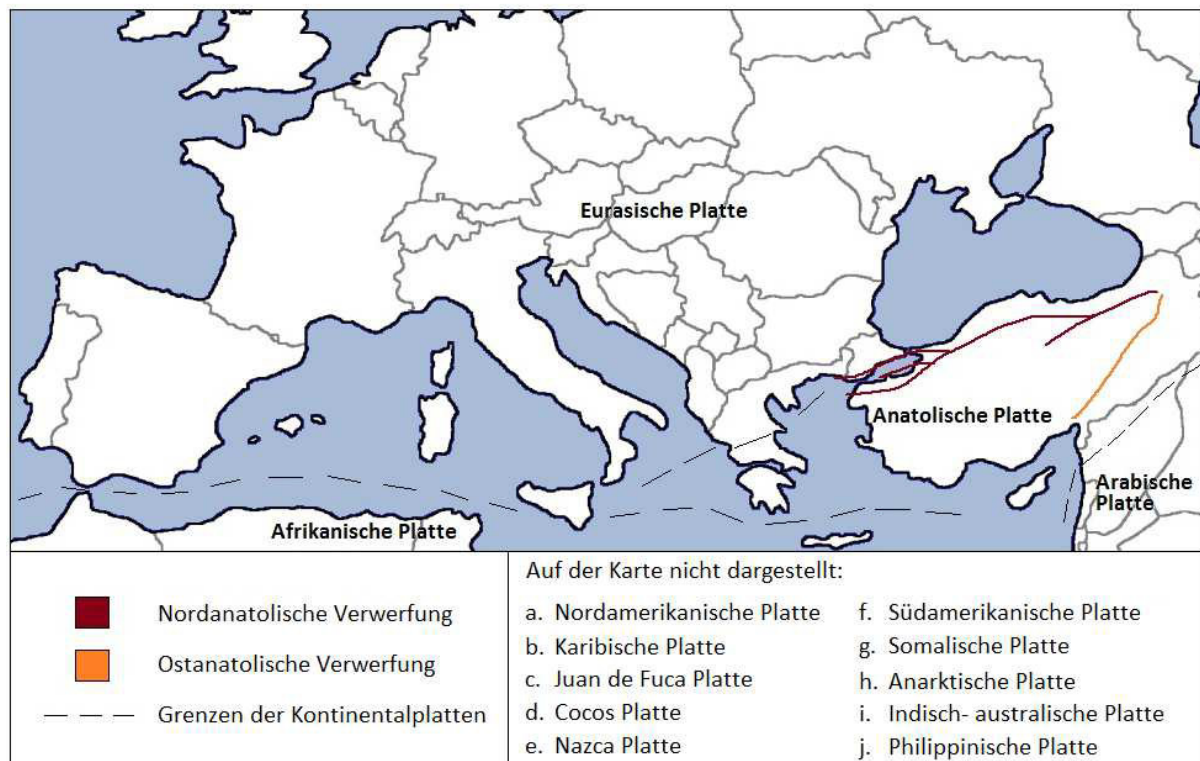


Abbildung 5: Kontinentalplatten und Verwerfung nach [14] [17] [37]

Wie in Abbildung 5 ersichtlich, erstreckt sich die Türkei überwiegend auf der anatolischen Platte und liegt in einer Kollisionszone. Die anatolische Platte wird von der eurasischen, arabischen und afrikanischen Platte eingezwängt. Die geografische Lage der Türkei in diesen Kollisionszonen bzw. die nordanatolische Verwerfung sind die Ursachen für Erdbeben. Folglich ist die Türkei eines der erdbebengefährdetsten Länder. [17]

Diese erdbebengefährliche Lage der Türkei und somit der Metropole Istanbul birgt mit der gewaltigen Bebauungsdichte und der großen Anzahl von erdbebenunsicheren Bauten eine potenzielle Gefahr, die sich auch bereits seit mehreren Jahrhunderten reell auswirkt.

In den letzten Jahrzehnten haben sich an der nordanatolischen Verwerfung, die eine Länge von über 1000 km aufweist, sehr starke Erdbeben ereignet. An der östlichen Seite der nordanatolischen Verwerfung ereignete sich das erste aufgezeichnete Erdbeben im Jahre 1939. Das Erdbeben von 1999 mit einer Magnitude von 7.4 Mw in Düzce-Izmit war das westlichste an dieser Verwerfung. Das Zentrum dieser entstandenen Verwerfungszone ist 20 km von Istanbul entfernt.

Die anatolische Platte bewegt sich mehrere Zentimeter pro Jahr in Richtung Westen. Diese Bewegung verursacht eine Verhakung der nordanatolischen Verwerfung, die wiederum aus der Koppelung der nördlichen Türkei an die asiatische Platte entsteht. Die 160 km lange westliche Verwerfung ist aufgrund der Bewegungen in den letzten Jahrzehnten in einem sehr hohen Spannungszustand. Beben² im Osten der Türkei erhöhen die

² 2011 in Van/Türkei, 7.2 Mw

Eintrittswahrscheinlichkeit einer möglichen seismischen Reaktion im Westen, da zunehmende Spannungen bei einem Beben abgebaut werden müssen.

Der Reibwiderstand an der Verwerfung ist zu groß, um eine gleichmäßige Bewegung an der 1000 km langen Verwerfungslinie zu ermöglichen. Forschungsergebnisse deutscher und türkischer Wissenschaftler deuten daher auf einen abschnittsweisen Bruch im Bereich von Istanbul hin. Nach den Forschungen der Observation Naturkatastrophenschutz Erdbebenforschung Ankara beträgt die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Erdbebens > 50 % in 30 Jahren.

Verheerende Erdbeben, die sich im Raum Istanbul ereignet haben, sind in der unten angeführten Abbildung 6 dargestellt. Die Auswirkung dieser Beben auf Menschenleben und Bauwerke wird anhand des Erdbebens aus dem Jahr 1999 in der Tabelle 4 aufgezeigt. [16] [18]

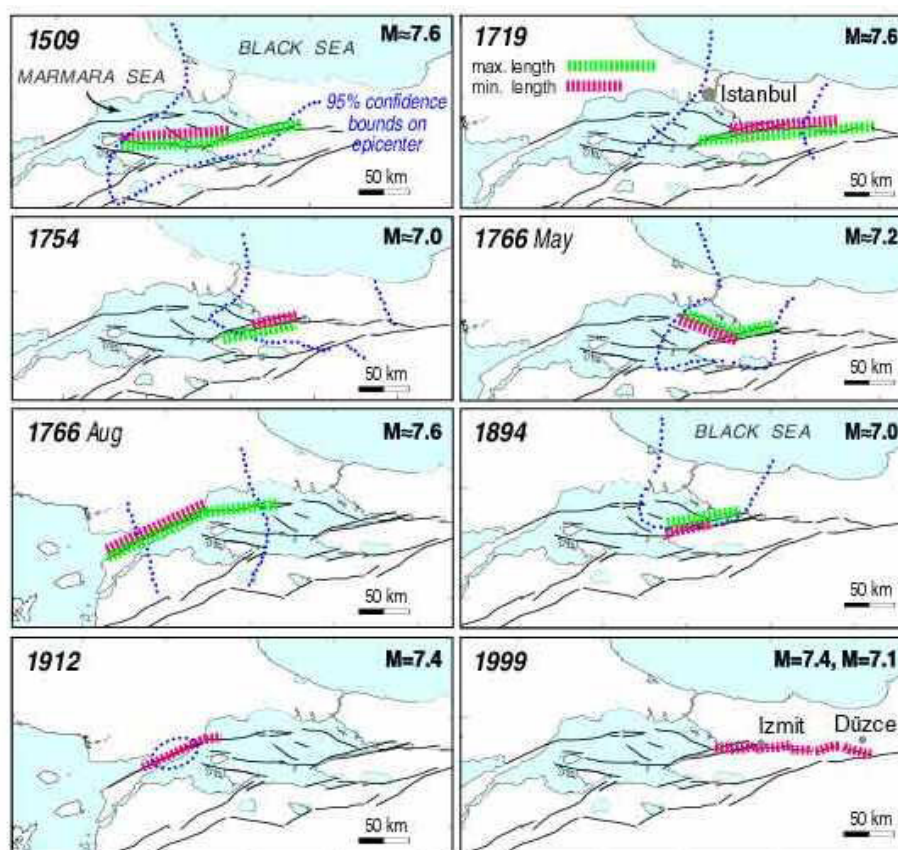


Abbildung 6: Graphische Darstellung der verheerenden Erdbeben in der Vergangenheit [13]

Tabelle 4: Wichtige Zahlen zum Izmit-Istanbul Erdbeben 1999

Magnitude	Dauer	Datum	Todesopfer	Obdachlose	Beschädigte Bauwerke
7.4 Mw	> 45 Sec.	17.Aug.99	>40.000	>300.000	120.000

2.5 Geländeschnitt zur Darstellung der Bodenschichten

Bei seismischen Ereignissen ist nicht nur die Bauwerksstruktur und ihre Auslegung gegen Erdbeben ausschlaggebend, sondern auch die Fundierung und folglich die lokalen Bodenverhältnisse. Bei unterschiedlichen Bodenverhältnissen können die Bodenbewegungsgrößen bei identer seismischer Reaktion verschieden sein. Die Folge ist die ungleiche Bauwerksantwort. Bei weichen Böden oder/und großen Schichten oder gegebenenfalls Resonanzverdacht zwischen Boden und Bauwerk kann ein standortspezifisches Antwortspektrum eine höhere Erdbebensicherheit der Bauwerke gewährleisten. [7] [23]

Die Bodeneigenschaft ist für die seismische Beeinträchtigung der Bauwerke und folglich für die Bauwerksauslegung bedeutend, da bestimmte Böden zwar die statischen Lasten abtragen können, jedoch bei einer seismischen Reaktion ein Versagen nicht auszuschließen ist. Ein Absinken oder eine Schiefstellung von erdbebengerechten Bauteilen bzw. Baustrukturen infolge Bodenverflüssigung ist unvermeidlich, wenn keine standortspezifischen Maßnahmen getroffen werden. [7] [23]

In der unten angeführten Abbildung 7 wird die geologische Struktur von Istanbul dargestellt. Diese Geländeschnitte ermöglichen eine Erkenntnis über den Bodenaufbau von Istanbul. Genauere Untersuchungen der Gründungen und die Auswirkungen der Bodenverhältnisse auf Bauten werden in dieser Arbeit nicht behandelt.

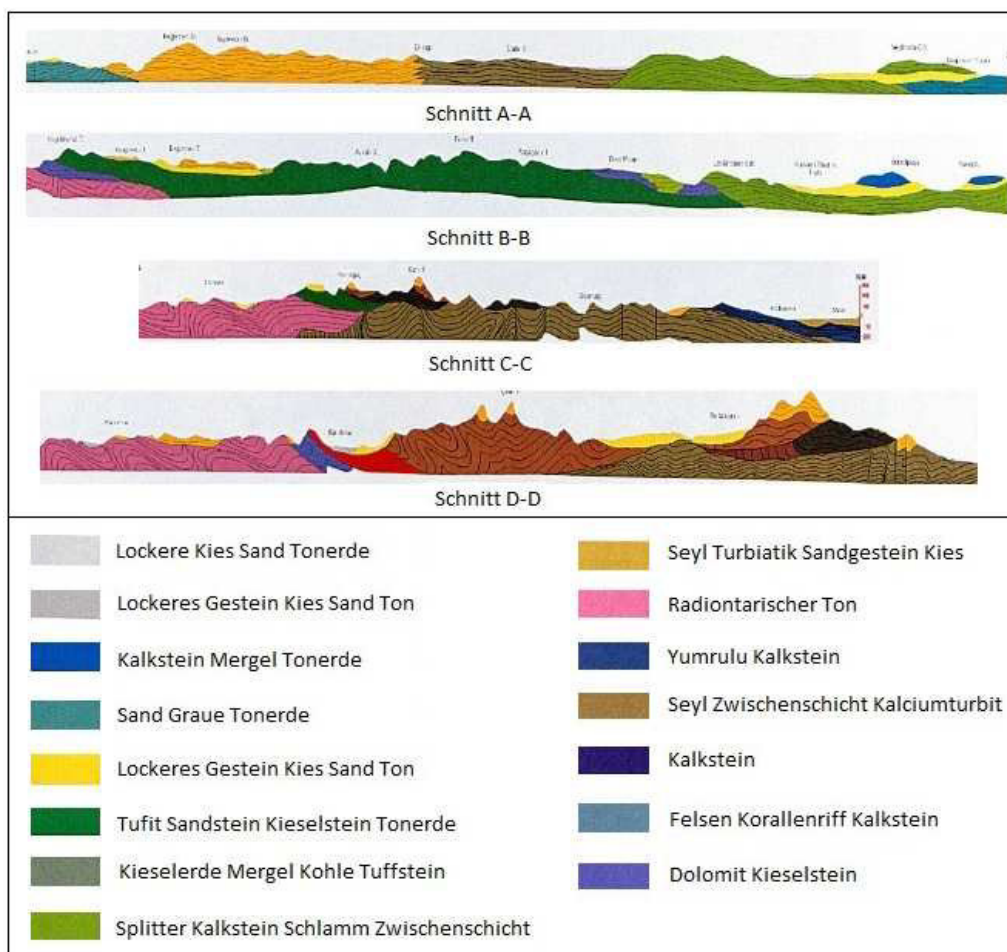


Abbildung 7: Bodenschichten- Geländeschnitt durch Istanbul [15]

2.6 Erdbebenzonen und Referenzbodenbeschleunigung

Die Türkei, eines der erdbebengefährdetsten Länder, das an die Europäische Union angrenzt, weist eine beträchtliche Referenzbodenbeschleunigung auf, wie in der farblichen Darstellung in Abbildung 8 ersichtlich ist.

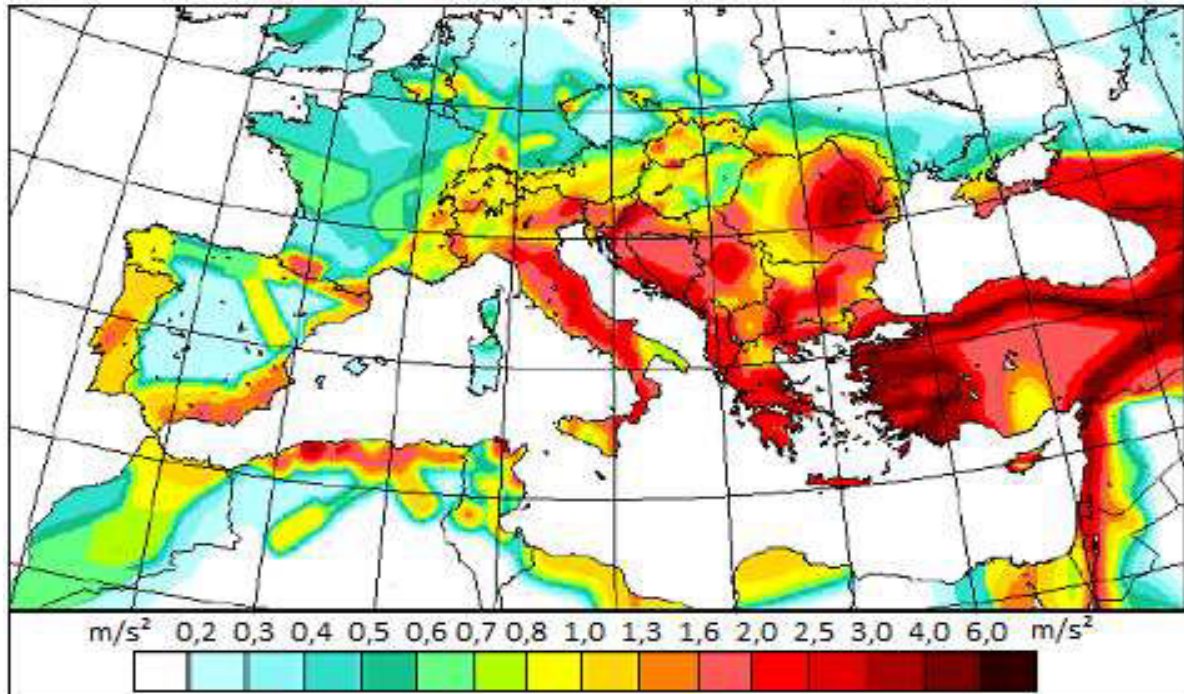


Abbildung 8: Referenzbodenbeschleunigung in Europa/Asien Nach [3]

Die Zoneneinteilung der Türkei wird in der nachfolgenden Abbildung 9 aufgezeigt, die zugehörigen Bodenbeschleunigungen sind in der Tabelle 5 (siehe nächste Seite) aufgelistet und zeigen die wichtigsten Unterschiede zu Österreich.

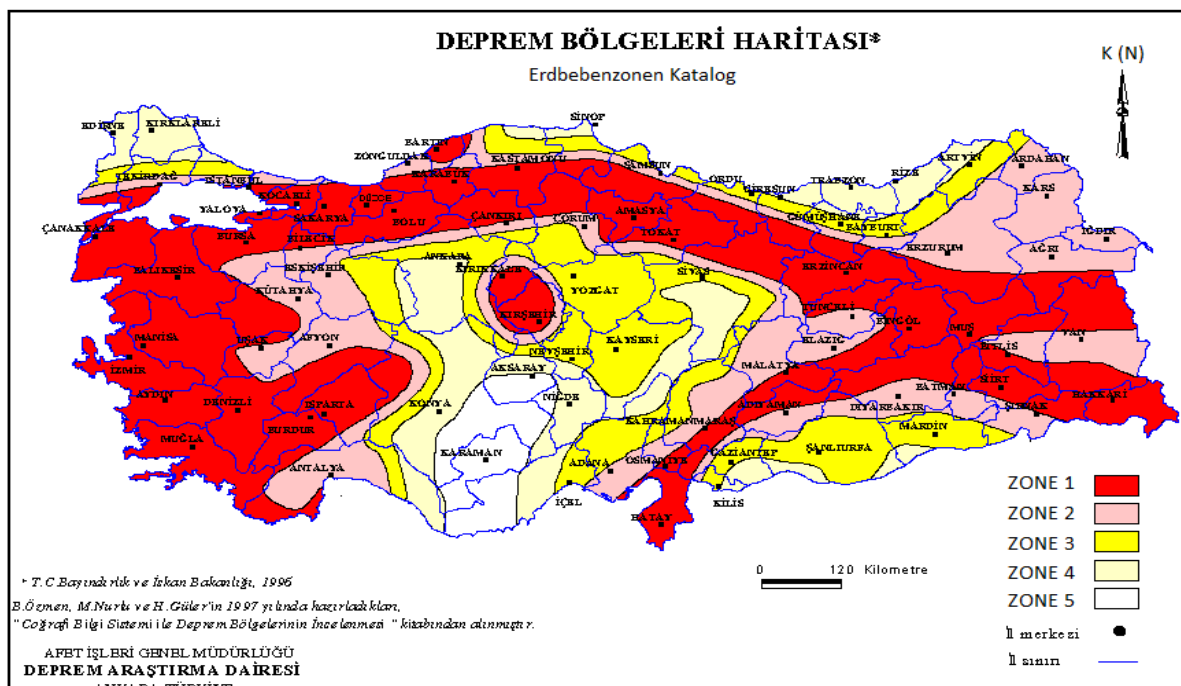


Abbildung 9: Erdbebenzonen Türkei [12]

Tabelle 5: Vergleich Referenzbodenbeschleunigung Österreich zu Türkei

Österreich		Türkei	
ZONE	m/s ²	ZONE	m/s ²
Zone 4	> 1,0	Zone 1	≥ 3,93
Zone 3	0,75 ≤ a _{gR} ≤ 1,00	Zone 2	2,94 ≤ a _{gR} < 3,93
Zone 2	0,50 ≤ a _{gR} ≤ 0,75	Zone 3	1,92 ≤ a _{gR} < 2,94
Zone 1	0,35 ≤ a _{gR} ≤ 0,50	Zone 4	0,98 ≤ a _{gR} < 1,96
Zone 0	< 0,35	Zone 5	< 0,98

Istanbul wird in die Zonen 1, 2 und 3 aufgeteilt. Eyüb und Sariyer sind die einzigen Randbezirke, die in der Zone 3 liegen, die restlichen Bezirke weisen Referenzbodenbeschleunigungen über 2,94 m/s² auf. Die genaue Auflistung der Bezirke von Istanbul und ihrer Zonen sind in der unten angeführten Tabelle 6 abzulesen.

Tabelle 6: Zoneneinteilungen von Istanbul [12]

Bezirk/ Gemeinde	Zone	Bezirk/ Gemeinde	Zone	Bezirk/ Gemeinde	Zone
Aalar	1	Gaziosmanpasa	2	Beyoglu	2
Avcilar	1	Güngören	2	Catalca	2
Bakirköy	1	Kadiköy	1	Eminönü	1
B. Cekmeze	1	Kagithane	2	Esenler	2
Bagcilar	2	Kartal	1	Eyüb	3
Mahmutbey	2	Kçükcekmece	1	Fatih	2
Bahselievler	2	Maltepe	1	Sile	2
Bayrampasa	2	Pendik	1	Sisli	2
Besiktas	2	Sariyer	3	Tuzla	1
Beykoz	2	Silivri	2	Ümraniye	2
Zeytinburnu	1	Sultanbegli	1	Üsküdar	1

Es ist zu verdeutlichen, dass die seismische Beeinträchtigung der Bauwerke in diesem Gebiet und die Auslegung der Bauten gegen Schäden durch Erdbeben von großer Bedeutung sind. Nach der Norm EN 1998 und laut Angaben des Instituts für Erdbebenforschung Ankara wird eine 90 % Nichtüberschreitungswahrscheinlichkeit in 50 Jahren gefordert. Bei einer Auslegung der Bauten mit einer Nutzungsdauer von 50 Jahren liegt die Überschreitungswahrscheinlichkeit bei 10 %. Nach einem Sicherheitsanspruch resultiert bei einer Nutzungsdauer von 50 Jahren für gewöhnliche Bauten die Auswertung der Erdbeben in einer Zeitspanne von 475 Jahren. [12]

3. Erdbebenwirkung auf Bauwerke

Bei einem Erdbeben werden bei ruckartigen Verschiebungen in einer Bruchzone der Erdkruste (aktive Verwerfung) seismische Wellen abgestrahlt. Diese Wellen verschiedener Art und mit unterschiedlichen Wellenwegen sowie -geschwindigkeiten erreichen den Standort eines Bauwerks und erzeugen dort vielfältige Bodenbewegungen. Die Einwirkung vom Untergrund in das Bauwerk ist in Abbildung 10 schematisch an einer Person aufgezeigt.

90 % der Erdbeben stellen tektonische Beben dar, dabei liegt der Erdbebenherd in einer Tiefe von 1 bis 70 km. Eine seismische Belastung erhalten Bauwerke lediglich durch tektonische Beben, bei einer Herdtiefe bis zu 70 km. Durch Beben, bei denen der Erdbebenherd 70 km übersteigt, werden an der Erdoberfläche geringe Energien freigesetzt.

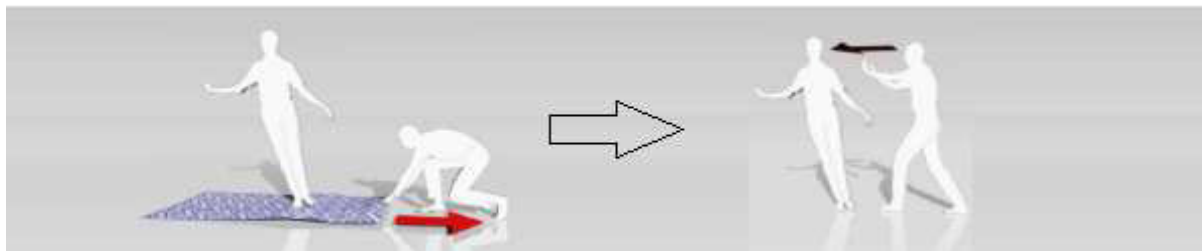


Abbildung 10: Äquivalenz der Erdbebenbelastung- Einwirkung mit gleicher Wirkung [2] [3]

Der Boden bewegt sich horizontal in alle Richtungen hin und her und auch vertikal auf und ab, jedoch vertikal meist etwas weniger als horizontal. Bei einer Bewegung des Bodens werden die Fundamente der Bauwerke gezwungen, diese Bewegungen mitzumachen. Der obere Teil des Bauwerkes möchte aufgrund seiner Massenträgheit, der Bewegung nicht folgen. Dies bewirkt starke Schwingungen mit resonanzähnlichen Phänomenen zwischen Bauwerk und Boden und somit große innere Beanspruchungen. Diese führen oft zu plastischen Verformungen des Tragwerks sowie zu erheblichen Schäden mit lokalem Versagen und im Extremfall sogar zum Einsturz des Tragwerks. Die horizontalen Lasten, verursacht durch die Bodenbewegung, steigen mit der Gebäudehöhe, die höchste Erdbebenlast tritt im obersten Stockwerk auf (siehe dazu Abbildung 11). Diese Lasten sind durch geeignete Berechnungsverfahren zu ermitteln.

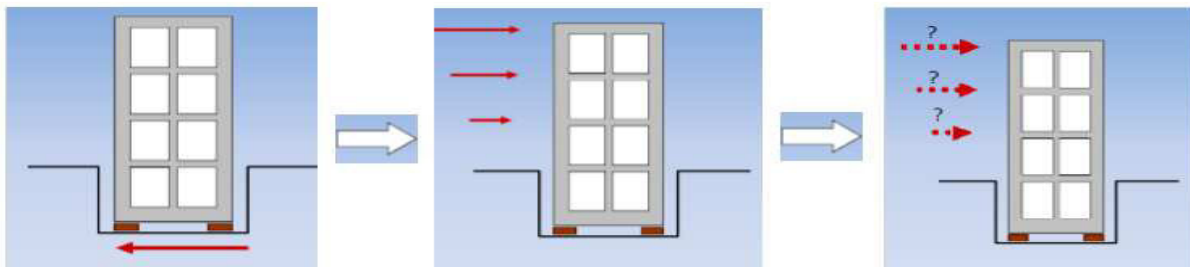


Abbildung 11: Horizontale Belastung in Folge seismischer Einwirkung [3]

Die Antwort der Bauwerke auf die Bodenbewegungen wird ihrerseits von wichtigen Eigenschaften des Bauwerks (Eigenfrequenzen, Tragwerksart, Duktilität etc.) beeinflusst. Die Bauwerke müssen daher so entworfen werden, dass beträchtliche Streuungen und Unsicherheiten abgedeckt werden. [19] [17]

3.1 Bemessung

Für eine erdbebengerechte Bauweise eines Bauwerks ist neben der konstruktionsgerechten Planung auch ein vollständiges bzw. richtig angewandtes Berechnungsverfahren zu wählen. Es stehen verschiedene Möglichkeiten zur Ermittlung der Einwirkungen in Folge von Erdbeben, zur Verfügung. Diese sind nach ihren Merkmalen und Anwendungshäufigkeiten in der Tabelle 7 und Tabelle 8 und beschrieben.

Nach TRC 2007³ dürfen folgende Methoden für die seismische Analyse von Gebäuden und Strukturen angewendet werden: Ersatzkraftverfahren, Modales Antwortspektrumverfahren (Modalanalyse) und das Zeitverlaufsverfahren. Die Modalanalyse und das Zeitverlaufsverfahren dürfen zur seismischen Untersuchung von verschiedenen Bauwerken und Strukturen angewendet werden. Die Einschränkungen der vereinfachten Antwortspektrummethode sind abhängig von der Gebäudehöhe und Erdbebenzone. [25]

Tabelle 7: Berechnungsverfahren bei Wohnbauten

Berechnungsverfahren	EN 1998-1	Österreich-Wien Anwendung	TRC 2007	Türkei- Istanbul Anwendung
Ersatzkraftverfahren	✓	Häufig	✓	Selten
Antwortspektrumverfahren	✓	Selten bis Häufig	✓	Häufig
Zeitverlaufsverfahren	✓	Selten	✓	Selten bis Häufig
Modales Antwortspektrumverfahren	✓	Selten bis Häufig	✓	Häufig
Aufgezeichnete oder simulierte Beschleunigungsverfahren	✓	Selten	✓	Häufig mittels Programmen

Tabelle 8: Merkmale der Berechnungsverfahren [8]

	Ersatzkraft- verfahren	Antwortspektrum- methode	Zeitverlaufsverfahren
Art der Berechnung	statistisch, linear	dynamisch, linear	statistisch, nicht linear
Aufwand	relativ klein	mittel	mittel bis groß
Anwendungsbereich	regelmäßige und normale Bauwerke	unregelmäßige und/ oder bedeutende Bauwerke	bedeutende Bauwerke
Bemessungsbeben	AWSM	AWSM	Modales AWSM

Grundlagen des Ersatzkraftverfahrens: Die Erdbebeneinwirkung wird durch eine horizontale statische Erdbebenkraft dargestellt. Das ganze Bauwerk wird im Wesentlichen durch einen Einmassenschwinger ersetzt.

Grundlagen der Antwortspektrummethode: Außer der Grundschwingungsform werden auch die maßgebenden angeregten höheren Eigenschwingungsformen berücksichtigt. Es erfolgt eine Zerlegung nach Eigenschwingungsformen, und eine Überlagerung der Antworten. Die Praktische Berechnung ist nur mit Hilfe eines geeigneten Rechenprogramms möglich. [8]

³ Türkische Spezifikation für Bauten in Erdbebenzonen-TRC 2007

3.2 Mögliche Schadenskennzeichen

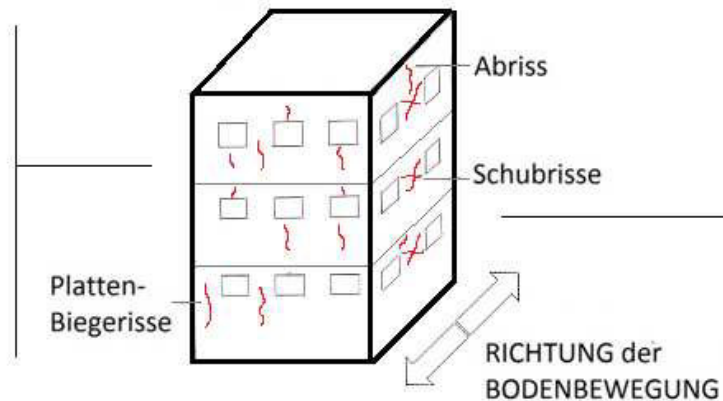
Um die möglichen Einbußen im Erdbebenfall aufzuzeigen, werden hier anhand von verschiedenen Beispielen die Schäden an Bauwerken illustriert. Vor allem beim Stahlbetonskelettbau können die Kennzeichen eines starken oder schwachen Mauerwerkes im Erdbebenfall leicht erkannt werden. Die Beeinflussung der Tragstruktur durch das Mauerwerk oder umgekehrt bzw. ein Stützenmechanismus sind bedeutend für die Erdbebensicherheit.



a) Starkes Mauerwerk



b) Stützenmechanismus



c) Kreuzriss Innenwand



d) Kreuzriss Außenwand

Abbildung 12: Bautechnischer Hintergrund der entstehenden Risse[8]

4. Grundsätze der erdbebengerechten Planung

Beschreibung des erdbebengerechten Hochbaus nach der **Spezifikation für Bauten in Erdbebenzonen-TRC 2007**:

„Der allgemeine Grundsatz dieser Spezifikation beinhaltet die Auslegung für erdbebensichere Bauten; Verhinderung der Schäden bei tragenden und nichttragenden Bauteilen bei geringer seismischer Belastung. Bei mittlerer seismischer Belastung muss der Schaden an tragenden und nichttragenden Bauteilen in einem reparablen Zustand begrenzt werden. Im Sinne des Schutzes von Menschenleben muss bei starken Erdbeben der Einsturz von Bauteilen bzw. des gesamten Bauwerks verhindert werden.“ (TRC 2007)

Eigenschaften erdbebensicherer Hochbauten und grundlegende Prinzipien des Entwurfskonzepts nach **EN 1998-1 Auslegung von Bauten gegen Erdbeben**:

„In erdbebengefährdeten Regionen muss der Aspekt der Erdbebengefährdung bereits frühzeitig, beim Entwurfskonzept eines Hochbaus, berücksichtigt werden, sodass ein konstruktives System erreicht wird, dass die nachfolgend enthaltenen Anforderungen in der Tabelle 9 mit annehmbaren Kosten erfüllen kann.“ (EN 1998)

Tabelle 9: Die Leitprinzipien dieses Entwurfskonzepts [EN 1998-1]

konstruktive Einfachheit
Regelmäßigkeit, Symmetrie und Redundanz
bidirektionale Beanspruchbarkeit (Widerstand) und Steifigkeit
Torsionsbeanspruchbarkeit und Torsionssteifigkeit
Scheibenwirkung der Decken auf Geschossebene
ausreichende Gründung

Auf den nachfolgenden Seiten werden die Grundsätze und Problempunkte hinsichtlich der Erdbebensicherheit, die in der Vergangenheit nicht beachtet wurden und sogar zum Teil noch bei Neubauten unberücksichtigt bleiben, aufgezeigt.

4.1 Weiche Geschosse

Um eine höhere Erdbebensicherheit zu erreichen, ist es notwendig, durchgehende Aussteifungselemente zu planen. Denn die Unterbrechung der Aussteifungselemente, wie zum Beispiel von Stahlbetonwänden, beeinträchtigt die seismische Stabilität der Bauwerke. Wenn Aussteifungselemente geplant werden, diese in den Obergeschossen vorhanden sind, aber im Erdgeschoss fehlen, stellt dieses Erdgeschoss ein weiches Geschoss dar. Auch ein Obergeschoss, wie in Abbildung 13, kann im Verhältnis zu den übrigen Geschossen weich sein, sofern dort Aussteifungen gegen horizontale Kräfte und Relativverschiebungen geschwächt sind oder ganz weggelassen werden beziehungsweise auch wenn der horizontale Tragwiderstand ab einer bestimmten Höhe im ganzen darüber liegenden Teil eines Gebäudes stark reduziert ist. Die Steifigkeitsunterschiede, die weiche Geschosse verursachen, sind in Abbildung 13 illustriert. Im Erdbebenfall können die Stützen, die in den Erdgeschossen angeordnet werden, die Relativverschiebungen nicht mitmachen. In der horizontalen Richtung weist das Bauwerk folglich ein weiches Geschoss auf. Die plastischen Gelenke, die durch plastische Verformungen an den Stützenenden entstehen, führen lediglich zum Stützenmechanismus. Mit der erheblichen Konzentration der plastischen Verformungen am Stützenfuß und Stützenkopf führt dies zum Kollaps des gesamten Bauwerks. Eine weitere Problematik herrscht bei Bauwerken in Skelettbauweise, wenn ab dem ersten Geschoss die Außenwände aufgemauert werden und im Erdgeschoss die Ausmauerung entfällt. Bei dieser Art von Bauwerken steht folgedessen ein mehrstöckiger Kasten auf den Stützen des Erdgeschosses und stellt folglich ein weiches Geschoss dar, welches untersucht werden muss. Die Folge kann ein gefährlicher Stützenmechanismus sein, der zum Kollaps führen kann. [7]

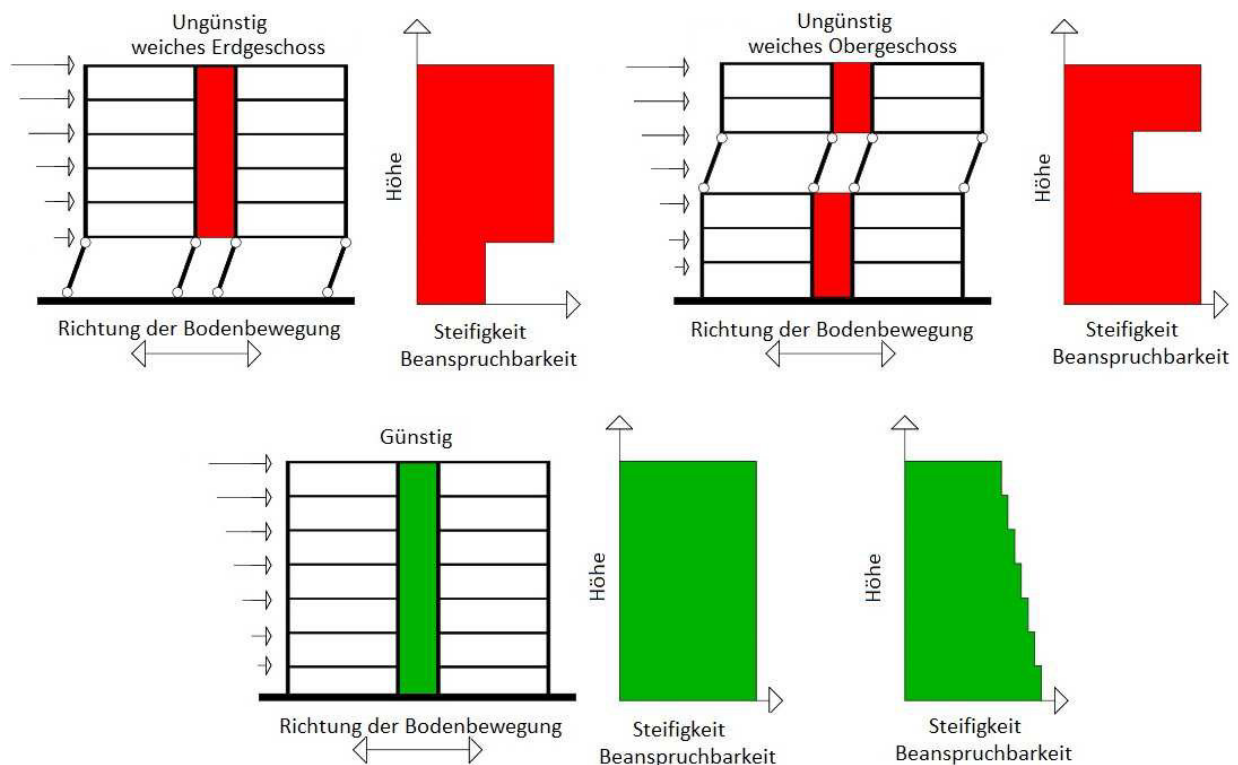


Abbildung 13: Weiches Geschoss und zugehörige Steifigkeitsverteilung nach [7] [8]

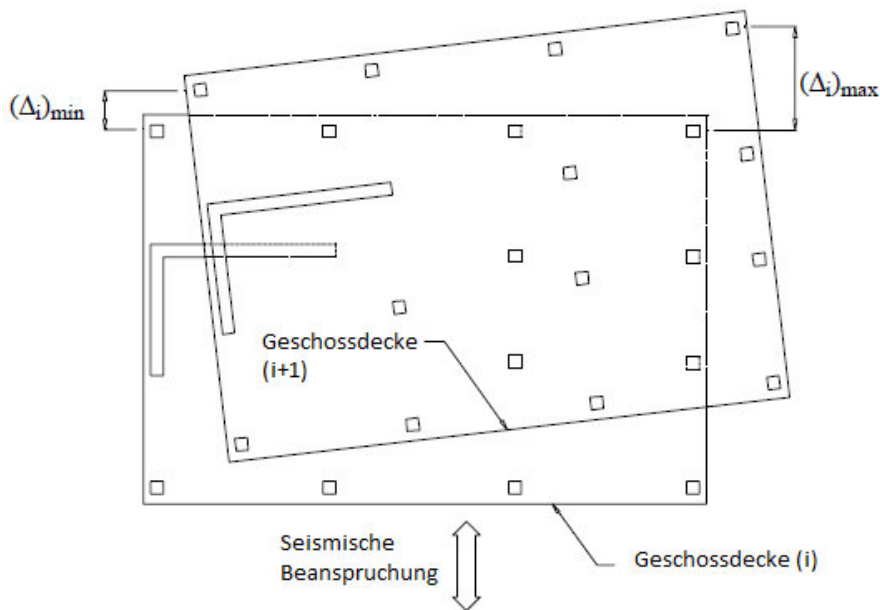


Abbildung 14: Feststellung des weichen Geschosses [25]

Zwischen den einzelnen Geschossen kann mittels des Geschoss-Widerstandsfaktors h_{ci} eine Aussage über die Widerstandsfähigkeit des Geschosses getroffen werden. Ergibt die Berechnung einen Faktor < 0.8 , ist das Geschoss als „schwach“ zu bezeichnen.

$$h_{ci} = (\sum A_e)_i / (\sum A_e)_{i+1} < 0.8 \quad (4.1-a)$$

$$\sum A_e = \sum A_w + \sum A_g + 0,15 \sum A_k \quad (4.1-b)$$

$$A_w = \text{Schubfläche (Querschnittsfläche der Stütze)} \quad (4.1-c)$$

$$A_g = \text{Schubfläche der Wandscheiben in Bemessungsrichtung} \quad (4.1-d)$$

$$A_k = \text{Schubfläche der Ausfachungswände in Bemessungsrichtung} \quad (4.1-e)$$

(abzüglich der Öffnungsflächen)

Zwischen den einzelnen Geschossen kann mittels des Geschoss-Steifigkeitsfaktors h_{ki} eine Aussage über die Steifigkeit des Geschosses getroffen werden. Ergibt die Berechnung einen Faktor > 2.0 , ist das Geschoss als „weich“ zu bezeichnen (siehe dazu obige Abbildung 14).

$$h_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{\text{ort}} / (\Delta_{i+1} / h_{i+1})_{\text{ort}} > 2.0 \quad (4.1-f)$$

Infolge eines ungleichförmigen Verschiebungszustandes kann mit der Formel 4.1-g die mittlere Verschiebung ermittelt werden:

$$(\Delta_i)_{\text{ort}} = 1/2 [(\Delta_i)_{\text{max}} + (\Delta_i)_{\text{min}}] \quad (4.1-g)$$

Torsionsfaktor des Gesamtgeschosses:

$$h_{bi} = (\Delta_i)_{\text{max}} / (\Delta_i)_{\text{ort}} > 1.2 \quad (4.1-h)$$

4.2 Gebäudeformen und Aussteifungen im Grund- und Aufriss

Die Form des Bauwerks beeinflusst die horizontale Gebäudesteifigkeit, daher muss die geometrische Auslegung und Planung in der Entwurfsphase erdbebengerecht gewählt werden. Im Hinblick auf die Erdbebensicherheit sind die ersten Fehler in der Planungsphase ein asymmetrischer oder ein U-förmiger Grundriss.

In der Planungsphase ist darauf zu achten, dass das Widerstandszentrum und das Massenzentrum in unmittelbarer Nähe sind. Die Wahl einer symmetrischen Anordnung der Aussteifungselemente im Grundriss ist hinsichtlich der Erdbebensicherheit von großem Vorteil, sofern diese weit entfernt vom Massenzentrum liegen, am besten an den Gebäude-rändern. Eine ausreichende Torsionswiderstandsfähigkeit kann durch die Optimierung der Grundrissgestaltung erzielt werden. [7] [11]

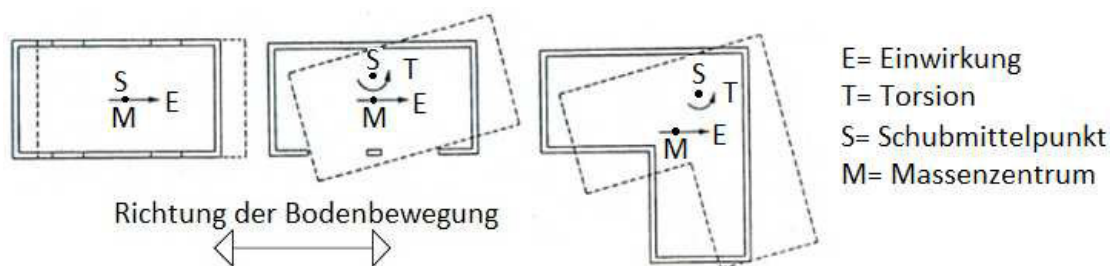


Abbildung 15: Erklärung anhand von Skizzen nach [7]

Der Schwerpunkt aller Massen ist das sogenannte Massenzentrum (in Abbildung 15 graphisch dargestellt), hier werden die wirkenden Trägheitskräfte angenommen. Das Widerstandszentrum für horizontale Kräfte ist der Schwerpunkt der Biege- und Rahmenwiderstände aller vertikalen Tragelemente in Richtung der beiden Hauptachsen. Der Schubmittelpunkt (in Abbildung 15 graphisch dargestellt) soll nicht außerhalb des Grundrisses liegen. Wenn das Massenzentrum und das Widerstandszentrum nicht in einem Punkt liegen, sondern versetzt sind, liegt ein exzentrischer Grundriss vor und es entsteht eine Torsionsbeanspruchung. Dies bedeutet eine Verdrehung des Grundrisses um den Schubmittelpunkt. Stützen, die am weitesten vom Schubmittelpunkt entfernt sind, erfahren hohe Beanspruchungen. Diese Stützen können die Relativverschiebungen nicht mitmachen, ein Versagen ist folglich nicht auszuschließen. [7] [11]

Geschossbauten werden in der Regel durch Wandscheiben, Kerne, Rahmen und Verbände gegen Horizontallasten aussteift. Anhand der folgenden Grundrisse a) bis p) werden in Abbildung 16 die Vor- und Nachteile verschiedener Aussteifungssysteme und ihrer Anordnung beschrieben. Der Unterschied zwischen einem labilen und stabilen System hinsichtlich der Erdbebensicherheit wird im Folgenden erläutert.



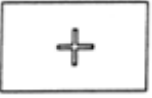
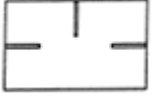

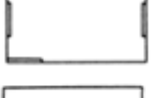







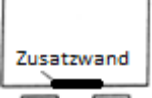

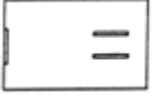
- a)  Stabiles System, erweist sich unter Erdbebenbelastung als günstig.
- b)  Stabiles System, erweist sich unter Erdbebenbelastung als günstig, wenn der Kern ausreichend torsionssteif und groß ist.
- c)  Labiles System, erweist sich unter Erdbebenbelastung als ungünstig. Fehlende Aussteifung gegen Verdrehen.
- d)  Labiles System, erweist sich unter Erdbebenbelastung als ungünstig. Fehlende Aussteifung gegen Verdrehen.
- e)  Stabiles System, erweist sich unter Erdbebenbelastung als günstig.
- f)  Stabiles System, erweist sich unter Erdbebenbelastung als günstig.
- g)  Labiles System. Ungünstig, da die Abtragung der horizontalen Kräfte nur in eine Richtung erfolgt und die Längsrichtung vernachlässigt ist.
- h)  Labiles System, erweist sich unter Erdbebenbelastung als ungünstig.
- i)  Stabiles System, erweist sich unter Erdbebenbelastung als günstig.
- j)  Stabiles System, jedoch nicht verzwängungsfrei.
- k)  Stabiles System, eine zusätzliche Wand in horizontaler Richtung ist vorteilhaft.
- l)  Stabiles System, Abtragung der horizontalen Kräfte erfolgt axial.
- m)  Labiles System, wenn die Zusatzwand nicht besteht herrscht eine große Exzentrizität.
- n)  Labiles System, wenn die Zusatzwand nicht besteht herrscht eine große Exzentrizität.
- o)  Labiles System. Aufgrund der asymmetrischen Anordnung, folgt eine große Exzentrizität.
- p)  Labiles System, geringe Aussteifung gegen Verdrehen.

Abbildung 16: Grundrissformen und ihre Eigenschaften [8]

Ungünstige Grundrisse stellen eine zusätzliche Beanspruchung der Bauteile im Erdbebenfall dar. Um den Unterschied zwischen einem günstig und ungünstig gewählten Grundriss aufzuzeigen, werden an dieser Stelle verschiedene Möglichkeiten verglichen (siehe Abbildung 17) und es wird aufgezeigt, dass sich durch die entsprechende Auswahl der Aussteifungselemente bzw. Trennung der Bauteile (siehe Abbildung 18) die Bauwerkeigenschaften verbessern lassen.

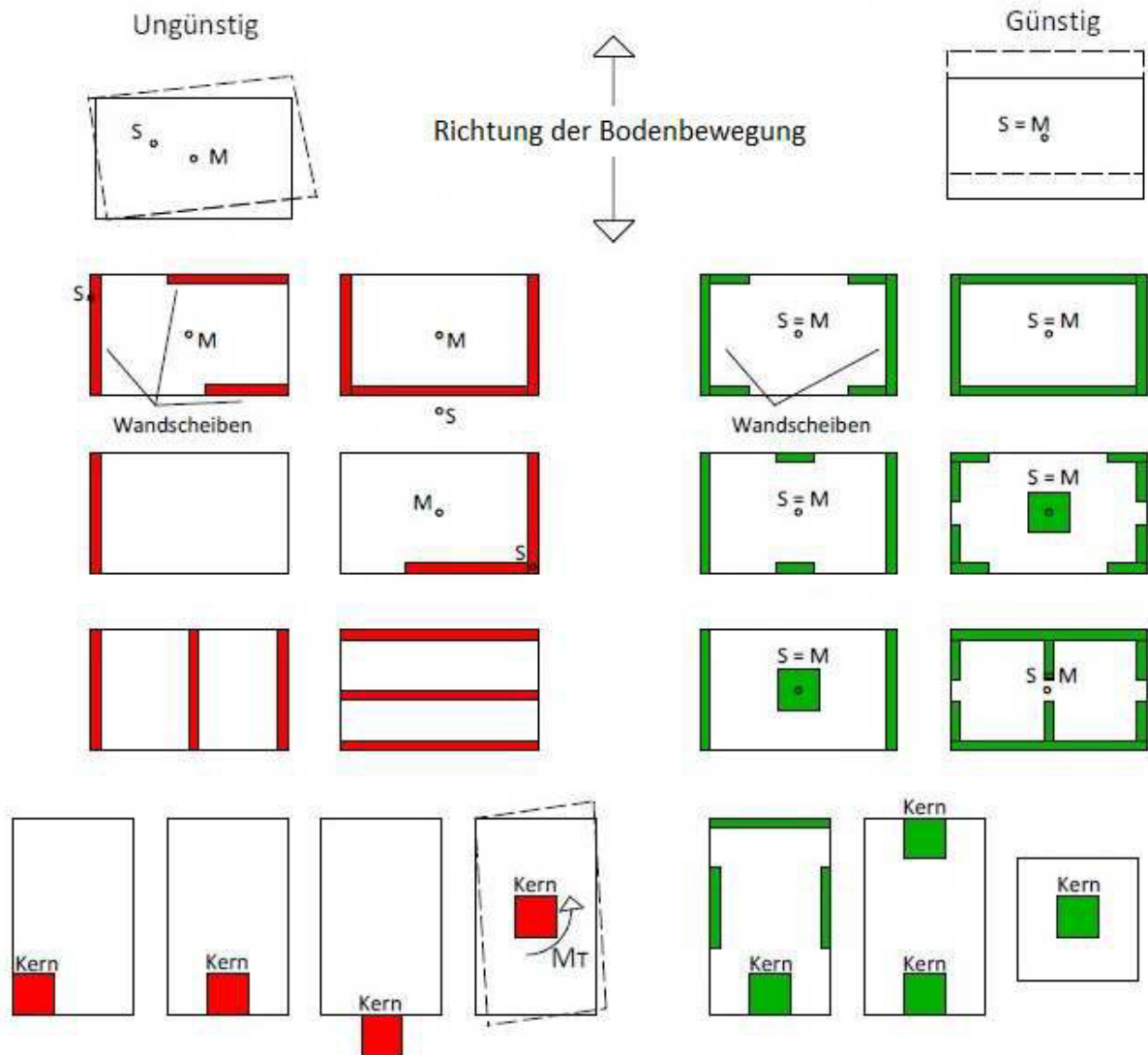


Abbildung 17: Günstige und ungünstige Verteilung von Massen und Steifigkeiten im Grundriss [8]

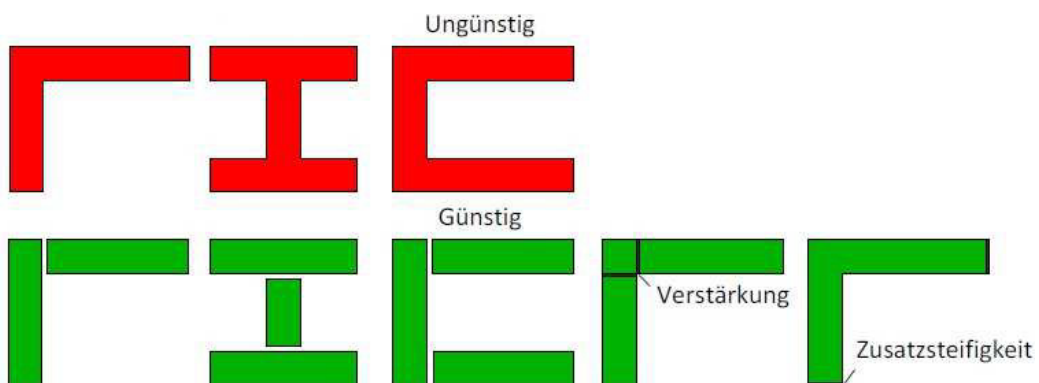


Abbildung 18: Günstige und ungünstige Gebäudeformen [7] [8]

Ein Versatz der Aussteifung im Aufriss eines Bauwerks ist für die Erdbebensicherheit ebenfalls ungünstig, denn Veränderungen bewirken Diskontinuitäten. Durch die sprunghafte Änderung der Gebäudeform oder den Versatz des Aussteifungselementes, wie in der Abbildung 19 dargestellt, erzielt man keine erdbebenkonforme Bauweise, sondern man verhindert den direkten Kräftefluss, was wiederum zu einer Schwächung des Tragwiderstandes und zur Verringerung der Duktilität führt. Außerdem verursacht der Versatz eine höhere Beanspruchung der übrigen Tragelemente, wie Stützen sowie Decken, und lokale Kraftübertragungsprobleme. Weiters wird die Schubkraft in der Decke erhöht. Die Steifigkeit, wie in Abbildung 19 dargestellt, erhält folglich einen signifikanten Sprung, daher sind Überlegungen im Hinblick auf die Erdbebensicherheit nicht nur im Grundriss, sondern auch im Aufriss im zu treffen. [7]

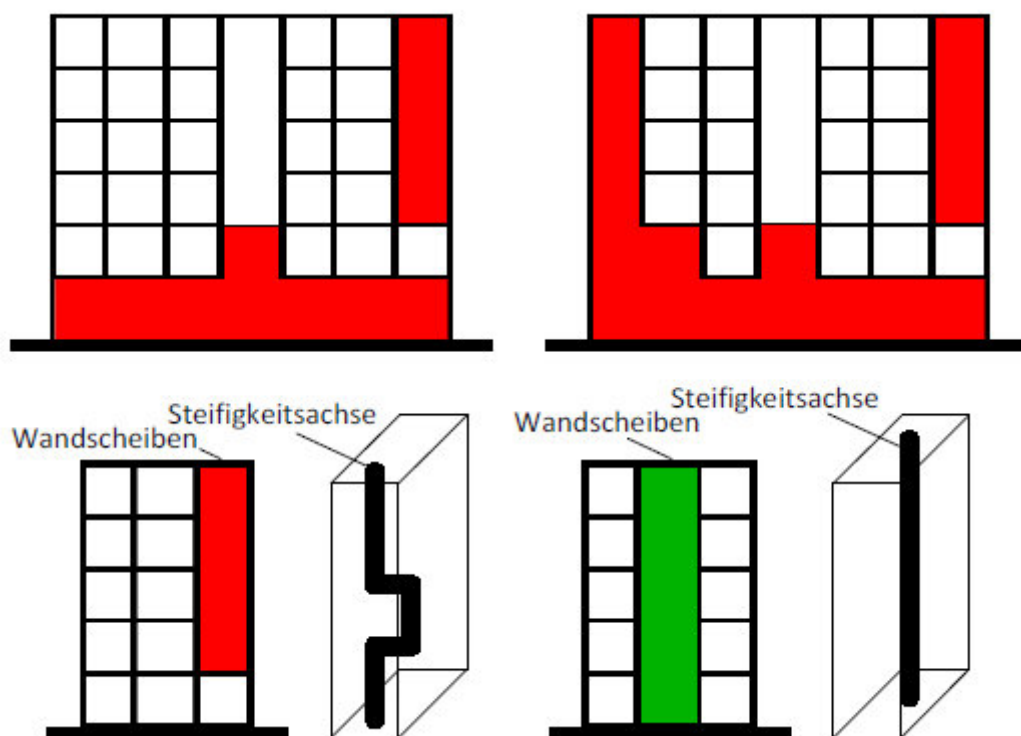


Abbildung 19: Versatz von Aussteifungen - ein Sprung in der Steifigkeitsachse bedeutet eine Abnahme in der Gesamtsteifigkeit des Objektes [8] [7]

Der Versatz von aussteifenden Wandelementen im Aufriss, die Unterfangung der tragenden Elemente, wie Wandscheiben und Stützen durch Unterzüge oder Konsolen, werden in der Richtlinie TRC 2007⁴ wie folgt behandelt:

- In keinem Stockwerk dürfen Stützen unterbrochen und auf auskragende Bauteile wie Unterzüge, Decken oder konsolenartige Konstruktionen abgestützt werden (Abbildung 20 a).
- Wenn in bestimmten Stockwerken die Stützen durch Unterzüge abgefangen werden, müssen der gesamte Unterzug, die Anschlussbereiche und die Querschnitte der angrenzenden Bauteile, wie Unterzüge und Stützen, mit einer Erhöhung von 50 % der vertikalen Lasten und der Beanspruchung für den Erdbebenfall dimensioniert werden. Die Einwirkungsgrößen aufgrund statischer und dynamischer Last sind um 50 % zu erhöhen (Abbildung 20 b).
- Die Abstützung von Wandscheiben durch darunter liegende Stützen ist untersagt (Abbildung 20 c).
- Die Abstützung von Wandscheiben durch darunter befindliche Unterzüge ist in jedem Stockwerk untersagt (Abbildung 20 d). [25]

Viele Bauten wiesen vor Inkraftsetzen der Erdbebennovelle 1999 und 2007 die oben genannte Problematik auf, was zurzeit auch noch in vielen Regionen⁵ an den Bestandsobjekten ersichtlich ist. Aus diesem Grund wurde diese Bestimmung in der Richtlinie verankert, um eine strikte Regelung im Bauwesen zu schaffen. Wobei die Abfangung der Stütze, wie in Abbildung 20b dargestellt, in dieser Region kritisch zu behandeln ist.

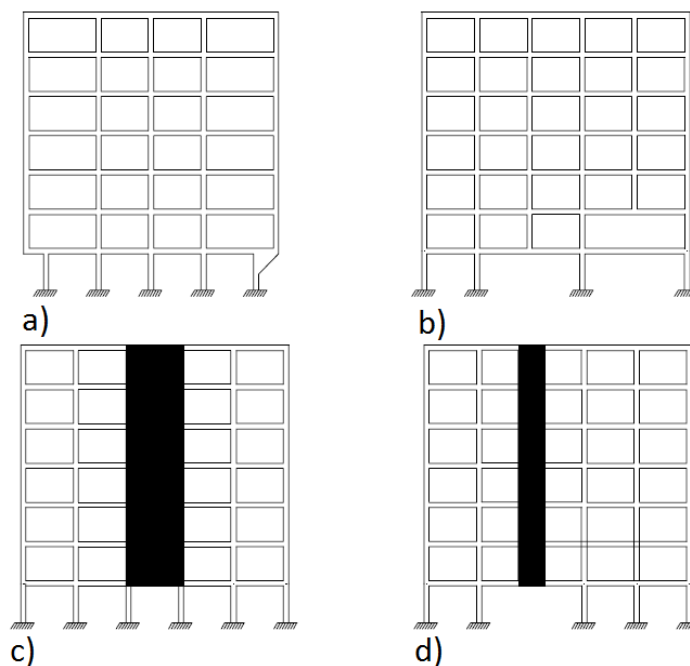


Abbildung 20: Regelungen zur Unterfangung von tragenden Elementen [25]

⁴ Türkische Spezifikation für Bauten in Erdbebenzonen - TRC 2007

⁵ Der westlich anatolische Raum von Istanbul

4.3 Widerstandsfähigkeit und Biegesteifigkeit in Rahmenbauweise

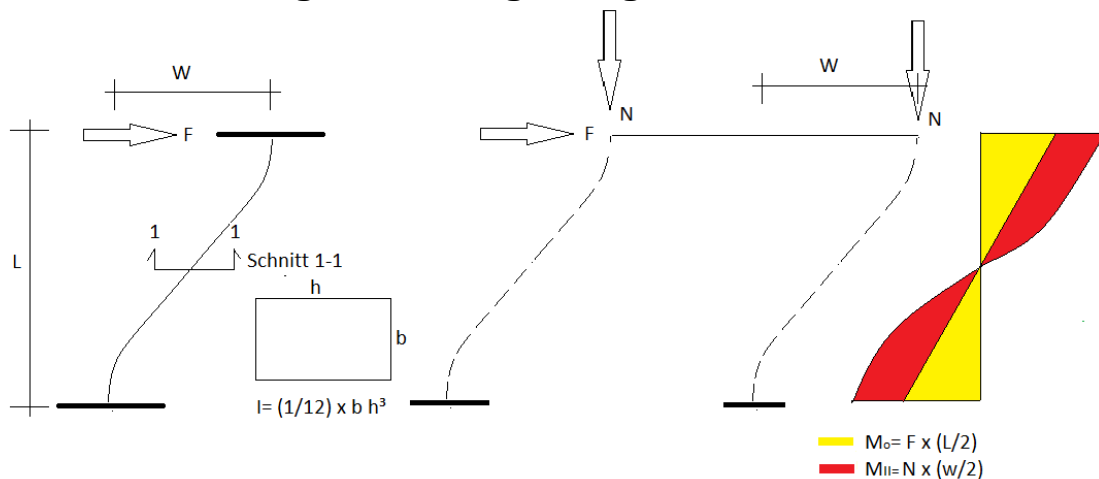


Abbildung 21: Beispiel des einstöckigen Rahmens

Die Steifigkeit und die Deformation sind miteinander gekoppelt. Zwei gleiche Strukturen mit ähnlicher Belastung weisen bei unterschiedlicher Steifigkeit verschiedene Auslenkungen auf. In der oben abgebildeten Skizze stellen die Einspannungen Unterzüge mit einer unendlichen Biegesteifigkeit ($EI=\infty$) dar. Bei geringen Steifigkeiten steigt die horizontale Verschiebung, infolgedessen steigt auch die Zusatzbeanspruchung der Stütze. Die durch die Horizontalkraft verursachte Verschiebung, infolge nicht ausreichend steifer Unterzüge (bzw. nicht ausreichender Horizontalaussteifung), verursachen neben einer Zusatzbeanspruchung auch Schäden an nichttragenden Elementen. Einfachheitshalber wird ein Einstockrahmen (Abbildung 21: Beispiel des einstöckigen Rahmens) mit einer unendlichen Biegesteifigkeit des Riegels betrachtet. Bei einer Horizontalbelastung infolge eines Erdbebens nimmt die Auslenkung mit der Abnahme der Biegesteifigkeit zu, somit steigt auch die Zusatzbeanspruchung (M_{II}). Die Unterzüge müssen eine ausreichende Biegesteifigkeit besitzen, gegebenenfalls muss die seitliche Aussteifung mittels Wandscheiben erhöht werden, um einen Kollaps des Bauwerks infolge Gelenkbildung an den Stützenenden zu verhindern. Durch eine Kopplung der Unterzüge mit der Geschosdecke kann die Steifigkeit erhöht werden. Dabei ist die Begrenzung der Durchbruchdimension der Decke von großer Bedeutung, denn die Steifigkeit sinkt mit zunehmend größeren Durchbrüchen drastisch ab. Es steht fest, dass mit einer ausreichenden Horizontalaussteifung die Senkung der seitlichen Verschiebung erreicht werden kann, was im Erdbebenfall von Vorteil ist. Damit diese Thematik in der erdbebengerechten Planung Berücksichtigung erfährt, ist die großzügige Handhabung der konstruktiven Durchbildung der Bauteilabmessungen von Stützen und Unterzügen sowie das unbedingte Einplanen der Wandscheiben erforderlich. [23]

5. Wohnbauten in Istanbul

5.1 Allgemeines und Rückblick

Horizontale Lasten, verursacht durch Erdbeben, erfordern zur Abtragung bautechnische Maßnahmen, diese sind Teil des Projektes und bedürfen einer gewissen Beachtung und Einhaltung des dafür notwendigen „Ingenieur Know-hows“. Projektbeteiligte müssen von der Planungsphase bis hin zur Ausführung eine ausreichende Zusammenarbeit leisten. Die unabhängigen Kontrollorgane haben die Aufsicht über die Einhaltung der Vorschriften und einwandfreie Ausführung. In der folgenden Abbildung 22 werden im Überblick die Beteiligten samt ihrer Aufgaben bei der Errichtung eines Bauwerkes bzw. die Folgen bei Nichteinhaltung der notwendigen Aufgaben dargestellt.



Abbildung 22: Ideologie des Bauwesens hinsichtlich eines Erdbeben

In Istanbul fehlten in den letzten Jahrzehnten die notwendigen Aufsichtsorgane, eine Zusammenarbeit zwischen den Bauherren und Behörden war meist nicht vorhanden und wurde auch als nicht notwendig angesehen. Örtliche Baumeister sind in dieser Zeit sehr mächtig geworden und es kann regelrecht von einem „Unwesen im Bauwesen“ gesprochen werden. Wohnungsbauten wurden errichtet, ohne sich Gedanken, über die in dieser Region eklatant wichtigen Erdbebensicherheit, zu machen. Die Baukultur, die sich in dieser Zeit in der Türkei entwickelt hat, zieht Folgen, die bis in die heutige Zeit reichen, nach sich.

Vor allem in Teilen Istanbul mit überwiegend sozial schwächeren Bevölkerungsschichten wurden zahlreiche erdbebengefährdete Bauwerke errichtet. Das Wachstum der Bevölkerung

durch Zuwanderer aus Ostanatolien und die niedrig zu haltenden Mietpreise waren maßgebend für die Errichtung der erdbebenunsicheren Bauten in der Vergangenheit.

Die verheerenden Auswirkungen der letzten großen Erdbeben in der Türkei haben die ortsansässigen Verantwortungsträger zum Überdenken der bisherigen Baukultur gebracht. Man könnte sagen, dass die starken Erdbeben vergangener Jahrzehnte die Politik sozusagen „wach gerüttelt haben“ und durch Reformen und Gesetzesnovellen werden den Bauherrn und örtlichen Baumeistern erste Einschränkungen und Verschärfungen im Bauwesen bereitet, die in den folgenden Kapiteln näher erläutert werden.

Das starke Wachstum der Bevölkerung in Istanbul von 8,2 Millionen Einwohnern im Jahr 1997 auf 13 Millionen Einwohner im Jahr 2012 war eine der Ursachen für die unkontrollierte Bebauung. Bauten, die nicht erdbebengerecht gebaut wurden, aber dennoch einigen Erdbeben widerstanden haben, sind auch heute noch Wohnraum für mehrere Millionen Menschen. Die Tragstruktur ist sehr leicht zu erläutern: ein Stahlbetonskelettbau mit nicht tragender Mauerwerksausfachung. Diese Baustrukturen erstrecken sich von vier bis sieben Obergeschosse. Im Kellergeschoss werden üblicherweise Stahlbetonwände errichtet. Vom Erdgeschoss bis in das letzte Stockwerk bilden Stützen, Unterzüge und Decken das Primärtragwerk. Die nichttragenden Außen- und Innenwände werden in der Ausbauphase aufgemauert. Aussteifende Stahlbetonwände, die vom Kellergeschoss bis zum obersten Geschoss ausgebildet werden sollten, existieren nicht. Erst in den Neubauten werden in Anlehnung an die Richtlinie TRC 2007⁶ Wandscheiben geplant, die aber nicht in beide Gebäuderichtungen errichtet, überdies im Verhältnis zur Gebäudedimension zu klein gehalten und überhaupt ausgelassen werden, wenn kein Aufzugsschacht vorhanden ist. Da ein Aufzug aber erst bei einer Erschließung ab vier Stockwerken vorgeschrieben ist, kann der Einbau sehr leicht umgangen werden. Wie in Abbildung 23 dargestellt, ist die Lage des Liftschachtes meistens ungünstig gewählt.

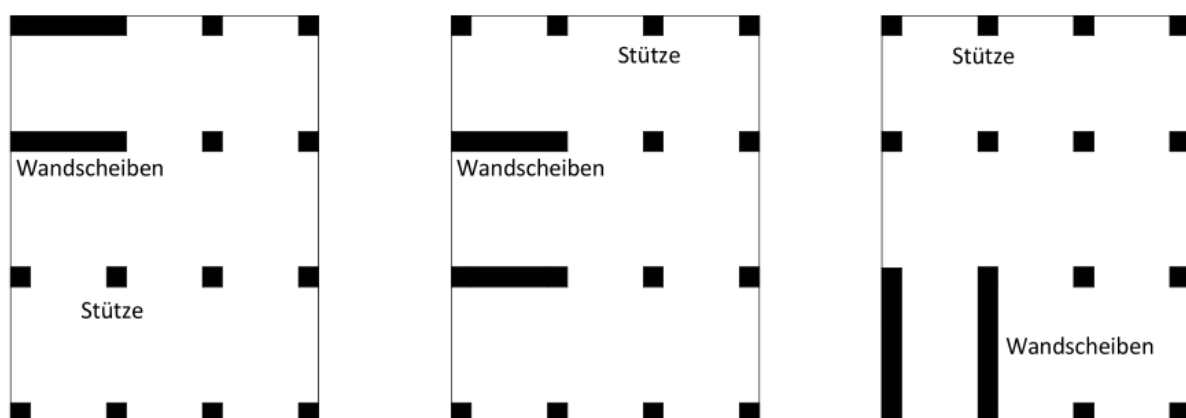


Abbildung 23: Skizzen aktueller Projekte mit Wandscheiben im Aufzugsschacht und deren ungünstige Anordnung

⁶ Türkische Spezifikation für Bauten in Erdbebenzonen-TRC 2007

5.2 Anzahl und Bauproblematik erdbebengefährdeter Objekte

Nach Angaben des Ministeriums für Umwelt und Städtebau der Republik Türkei bestehen ca. 19 Millionen soziale Wohnbauten in der gesamten Türkei. 25 % dieser Bauwerke wurden ab dem Jahre 2000 errichtet und sind einer strikteren ingenieurmäßigen Aufsicht unterzogen. 14 Millionen Bauwerke, die vor dem Jahre 2000 errichtet wurden, sind nach ihrer Erdbebensicherheit zu überprüfen. 20 % der 14 Millionen Wohnbauten sind vor 1975 errichtet und als nicht erdbebengerecht einzustufen. Laut der Statistik des Ministeriums für Umwelt und Städtebau der Republik Türkei wird der Umfang des Bestandes⁷, der nicht erdbebengerecht ist, auf rund sieben Millionen (40 %) geschätzt. [24]

In Istanbul können die Bauten nach den Bezirken und ihrer Erdbebensicherheit wie folgt aufgelistet werden:

- In den Bezirken Avcılar, Küçükcesme, Bakırköy, Bahçelievler, Zeytinburnu, Fatih, Kadıköy, Maltepe, Kartal und Pendik werden 50 % der Wohnbauten einem Erdbeben nicht standhalten können.
- In den Bezirken Bayrampasa, Eyüp, Beyoğlu, Besiktas, Üsküdar und Ümra liegt der erdbebengefährdete Wohnbau bei 22 %.
- Wohingegen in Kagithane, Sanyer und Beykoz acht Prozent der Bauten einem Erdbeben nicht standhalten können. [23]

⁷ Bestand in der gesamten Türkei

5.2.1 Bautechnische Problematik in der Vergangenheit

Bestandsbauten, die als erdbebenunsicher zu betrachten sind, weisen folgenden Charakter auf:

Im Erdgeschoss befinden sich Wirtschaftsflächen und die darüber liegenden Geschosse bilden Wohneinheiten. Dadurch, dass sich im Erdgeschoss Wirtschaftsflächen befinden, sind keine Zwischenwände vorhanden. Die Außenflächen im Erdgeschoss sind aufgrund der Notwendigkeit der Wirtschaftsfläche meistens nicht ausgefacht, besitzen Glaselemente und stellen somit weiche Geschosse dar. Dabei handelt es sich um den typischen sozialen Wohnbau, ausgeprägt ist dabei der Stahlbetonskelettbau mit bis zu sieben Stockwerken, der in der Türkei als „Konut“ [TR] bezeichnet wird.

Bauten, die einen Kollaps oder schwere Schäden erlitten haben, besonders beim sogenannten Marmara Erdbeben im Jahr 1999, hatten folgenden Charakter bzw. Bauproblematik:

- Rasante Stadtentwicklung, Minimierung der Baukosten und Abweichungen von der Baugenehmigung.
- In der Entwurfsphase sind keine Überlegungen über das Erdbebenverhalten des Projektes getroffen worden. Es wurden keine konstruktiven Maßnahmen zur Dissipation von Horizontalkräften ergriffen.
- Durch nicht vorhandene Kontrollorgane wich das errichtete Bauwerk vom eingereichten Projekt stark ab.
- Keine Anwendung bzw. Bestehen von strikten Richtlinien zur Erdbebenauslegung.
- Keine baodynamische Berechnung, resonanzähnlicher Phänomene waren meist die Ursache für den Kollaps.
- Keine ausreichende Betondruckfestigkeit und Verwendung von ungeeignetem Zuschlagstoff (siehe Abbildung 24).

Keine ausreichende Längs- und Bügelbewehrung bzw. eine nicht fachgerechte Ausführung (siehe Abbildung 24).[21] [22] [23]



Abbildung 24: Gesteinskörner mit einem Durchmesser von 10 cm (links); mangelhafte Bewehrung einer Wandscheibe (rechts) [22]

5.3 Mitwirkende in der Planungs- und Bauphase

Zum Verständnis der Bauabwicklung sind in der nachfolgenden Tabelle 10 die Beteiligten am Bauwesen aufgelistet. In der Tabelle 11 werden diese Personen hinsichtlich ihrer Tätigkeit und Kontrollaufsicht zur Erdbebenauslegung beschrieben.

Tabelle 10: Bezeichnung der Mitwirkenden

Türkisch / Turkish	Deutsch / German	Englisch / English
Mütahit	Bauherr/ Baumeister	Building owner
Yapi Denetim	Bauüberprüfungsgesellschaft	Construction Inspection
Müellif	Statiker	Structural Engineer
Ilce Belediyesi	Bezirksgemeinde	Regional Municipality
Istanbul Büyükşehir Belediyesi	Stadtgemeinde Istanbul/ Bezirkshauptmannschaft	Istanbul Metropolitan Municipality
T.C Cevre ve Sehircilik Bakanligi	Ministerium für Umwelt und Städtebau	Ministry of environment and town construction

Tabelle 11: Tätigkeit der Mitwirkenden

Mitwirkende	Tätigkeit	überprüft	beauftragt durch	wird überprüft durch
Bauherr Baumeister	Bauwerkerrichtung	-	-	Bauüberprüfungs-Gesellschaft
Statiker	Tragwerksplanung	-	Bauherr	Bauüberprüfungs-Gesellschaft
Bauüberprüfungs-Gesellschaft	Kontrollaufsicht der Bauführung	Bauherr und Statiker	Bauherr	Bezirksgemeinde
Bezirksgemeinde	Kontrollaufsicht der Bauüberprüfungs-Gesellschaft	Bauüberprüfungs-Gesellschaft	-	Stadtgemeinde
Stadtgemeinde	Kontrollaufsicht der Bezirksgemeinde	Bezirksgemeinde	-	Ministerium für Umwelt und Städtebau
Ministerium für Umwelt und Städtebau	Kontrollaufsicht der Bezirksgemeinde und der Bauüberprüfungs-Gesellschaft	Bezirksgemeinde und Bauüberprüfungs-Gesellschaft	-	-

Die wichtigsten Unterschiede zu Österreich bzw. die Problempunkte herrschen in erster Linie in der Prüfenleistung. Die eingereichte Statik wird durch das technische Personal der Bezirksbehörde (Municipality) überprüft. Eine Durchsicht der Unterlagen ohne eine weitere Prüfstatik ist für eine Baubewilligung ausreichend. Im Vergleich zu Österreich ist man mit einem Bachelor Studium ein Bauingenieur und benötigt keine weitere Ausbildung, um in der Behörde als Prüfstatiker zu arbeiten. Viele Behörden sind ohnehin bereits durch die Anzahl

der Bewilligungsanträge stark überlastet, so dass für die strikere Prüfung der Voraussetzungen gar keine personellen Ressourcen frei wären.

Die Prüfindingenieurleistung der Behörde erfolgt in Anlehnung an die Prüf- und Kontrollaufsicht der „Yapi Denetim [TR]“ (Bauüberprüfungsgesellschaft). Die Aufgaben der Bauüberprüfungsgesellschaft, die vom Bauherrn unter Vertrag genommen wird, erstrecken sich von der Bewilligung der Statik bis hin zur Bewehrungsabnahme und Überprüfung der Betonqualität. Dadurch, dass der Bauherr der direkte Auftraggeber ist, erschwert sich die Aussage über die einwandfreie Begutachtung der Einreichung und der Tätigkeit während der Bauphase. Die Haftung der Bauüberprüfungsgesellschaft ist mit 2 Jahren für nichttragende und 15 Jahren für tragende Bauteile begrenzt. Bei einer Nutzungsdauer des Gebäudes von 50 Jahren und einer Haftung von ca. einem Drittel dieser Zeit, erschwert sich natürlich die Aussage über die Genauigkeit der Prüfleistung. Wie in der unten angeführten Abbildung 25 dargestellt, erfolgt die Honorierung der Bauüberprüfung leistungsorientiert. Wenn zum Beispiel das Kellergeschoss fertiggestellt wird, ist das samt Kontrollgutachten der Behörde mitzuteilen. Mit der Freigabe durch die Behörde erhält die Bauüberprüfungsgesellschaft die prozentuelle Honorierung direkt von der Bank.

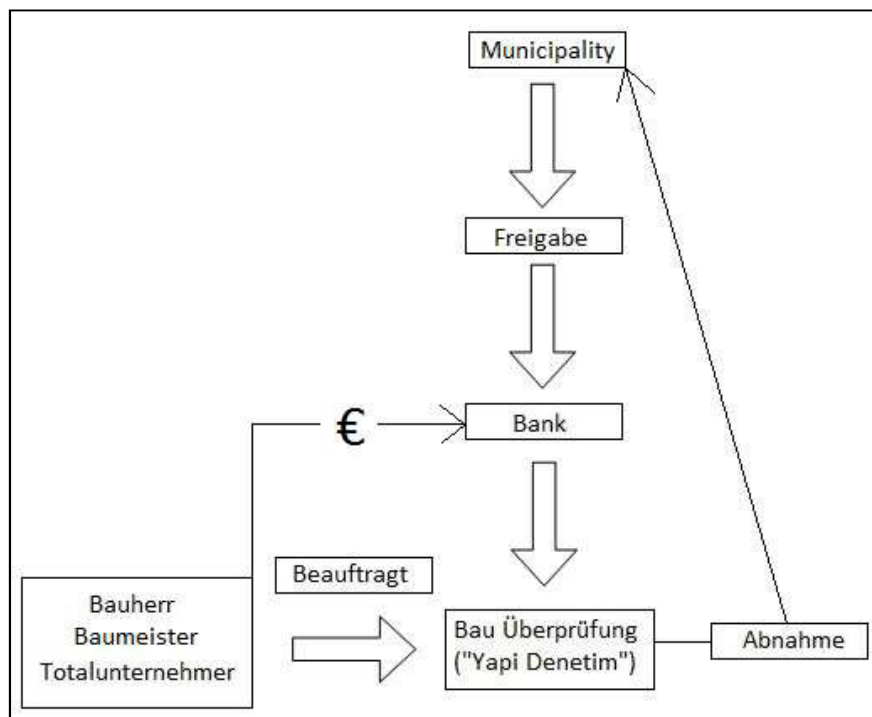


Abbildung 25: Prozedere der Bauüberprüfung

Für die Ausübung der Bauüberprüfung (Yapi denetim) ist eine vom Ministerium ausgestellte Lizenz erforderlich, der Prüfstatiker an der Behörde benötigt diese Lizenz hingegen nicht. Auch in der Planungsphase wird keine Prüfindingenieurleistung benötigt, die durchgeführte Statik kann augenscheinlich überprüft werden. Wohin gegen in Österreich, die Statik vom Prüfindingenieur mittels eines weiteren Statikprogrammes überprüft wird.

5.4 Reformen im Hinblick auf erdbebensicheres Bauen

Die wirtschaftliche Stabilität der Türkei zeigt, dass wichtige Schritte in Richtung erdbebensicheres Bauen getätigt werden. Neben der Einführung der Zwangsversicherung von Miet- und Eigentumswohnungen sind auch mehrere Projekte von der Regierung in die Wege geleitet worden. Erdbebengefährdete Bauwerke werden mit finanzieller Unterstützung des Staates auf einen sicheren Stand gebracht. Wenn die Ertüchtigung mit hohen Kosten verbunden ist, werden die Bauten abgerissen und neu errichtet, jedoch entspricht die Tragstruktur wieder der alten Stahlbetonskelettbauweise ohne Wandscheiben.

Folgende Entwicklungen sind in den letzten Jahren in die Wege geleitet worden:

- Verschärfung der Richtlinie TRC
- Strengere Prüfungen durch das Ministerium
- Strengere Prüfungen durch die Municipality
- Einführung einer Gesellschaft zur Bauüberprüfung während der Planungs- und Bauphase
- Strengere Regeln im Bauwesen, die dem europäischen Standard entsprechen
- Stadterneuerung
 - Abriss illegaler Bauten
 - Abriss erdbebenunsicherer Bauten (mehrere Millionen Bauwerke)
 - finanzieller Unterstützung durch staatliche Kredite (Förderungen) mit geringer Verzinsung
 - finanzieller Unterstützung bei Ertüchtigung sowohl für den Mieter als auch den Eigentümer
 - Einrichtung einer Hotline für Erdbebenertüchtigung

Erdbebengefährdete Bauwerke werden dabei wie folgt definiert:

- In Erdbebenzonen befindliche Bauwerke, die ihre Lebensdauer überschritten haben und mit Anlehnung an den Stand der Technik einem Erdbeben nicht standhalten können.
- Schadhafte Bauwerke und von der Baugenehmigung abweichende Bauwerke.

Schadhafte Bauwerke und jene in der Erdbebenzone eins und zwei werden in einer Untersuchung vorgezogen.

Die Untersuchung ist von der Behörde durchzuführen. Nach der vom Gesetzgeber angegebenen Frist ist ein Bescheid über den Zustand des Bauwerkes und der Erdbebensicherheit einzuholen. Bei Versäumnis und bei offensichtlich erdbebengefährdeten Bauwerken werden Untersuchungsbescheide eingeholt. Die dabei entstehenden Kosten werden im Grundbuch eingetragen.

Im Bescheid⁸ sind folgende Angaben notwendig:

- die Tragfähigkeit der Tragstruktur
- die geometrische Auslegung der Tragstruktur
- die Betondruckfestigkeit und die Bewehrungsführung der Bauteile

Die Widerstandsfähigkeit der Querschnitte unter seismischer Belastung muss widerlegt werden. Im Bescheid ist eindeutig festzustellen, ob das Bauwerk erdbebengerecht ist oder nicht.

Für die Untersuchung und Ausstellung des Bescheides sind folgende Behörden zugelassen:

- Municipality Istanbul
- Ministerium für Umwelt und Städtebau

Zudem werden bei Bedarf

- universitäre Institute der Fakultät Bauingenieurwesen,
- der Fakultät Geologie – Geomechanik,
- Baufirmen mit Staatsanteil und
- Ingenieurbüros

zu der oben genannten Untersuchung bzw. Überprüfung der Erdbebensicherheit lizenziert.

Für zivile Institutionen besteht auch die Möglichkeit, sich die Genehmigung zur Durchführung dieser Tätigkeit beim jeweiligen Amt einzuholen.

⁸ Dem Bescheid ist eine statisch-dynamische Berechnung bei zu legen.

Wenn ein Bescheid vorliegt, der die potenzielle Erdbebengefahr des Bauwerks belegt, so wird dieser dem Eigentümer oder der Genossenschaft überbracht. Dabei ist die Behörde berechtigt, sich die Kontaktdaten mittels Grundbuchsauszug einzuholen. Gegen diesen Bescheid kann innerhalb von 15 Werktagen beim Amt für Umwelt und Städtebau Einspruch erhoben werden. Angefochtene Bescheide werden vom Berufungskomitee behandelt und neu entschieden. Die Berufungskommission, besteht aus vier Universitätsmitgliedern und drei Beamten der Behörde⁹, wie in Tabelle 12 ersichtlich ist.

Tabelle 12: Universitäre Mitglieder der Berufungskommission

Bundesland	Personen Anzahl	Fakultät	Universität
Istanbul	12	Bauingenieurwesen und Architektur	Okan University
	9	Bauingenieurwesen	Istanbul Kültür University
	4	Bauingenieurwesen und Architektur	Istanbul Kemberburgaz University
	3	Bauingenieurwesen und Geotechnik	Isik University

Die folgende Abbildung 26 zeigt die Vorgehensweise bei der Untersuchung der Bestandsbauten hinsichtlich der Erdbebensicherheit. Nach diesem Verfahren kann ein rechtlicher Beschluss über den erdbebensicheren Zustand des Bauwerks vorliegen. Dem Berufungskomitee, welches aufgelistet ist, wird die endgültige Entscheidung überlassen. Bei 19 Millionen Wohnbauten ist dieser Bescheid einzuholen, bei 7 Millionen Bauwerken jedoch zwingend erforderlich.

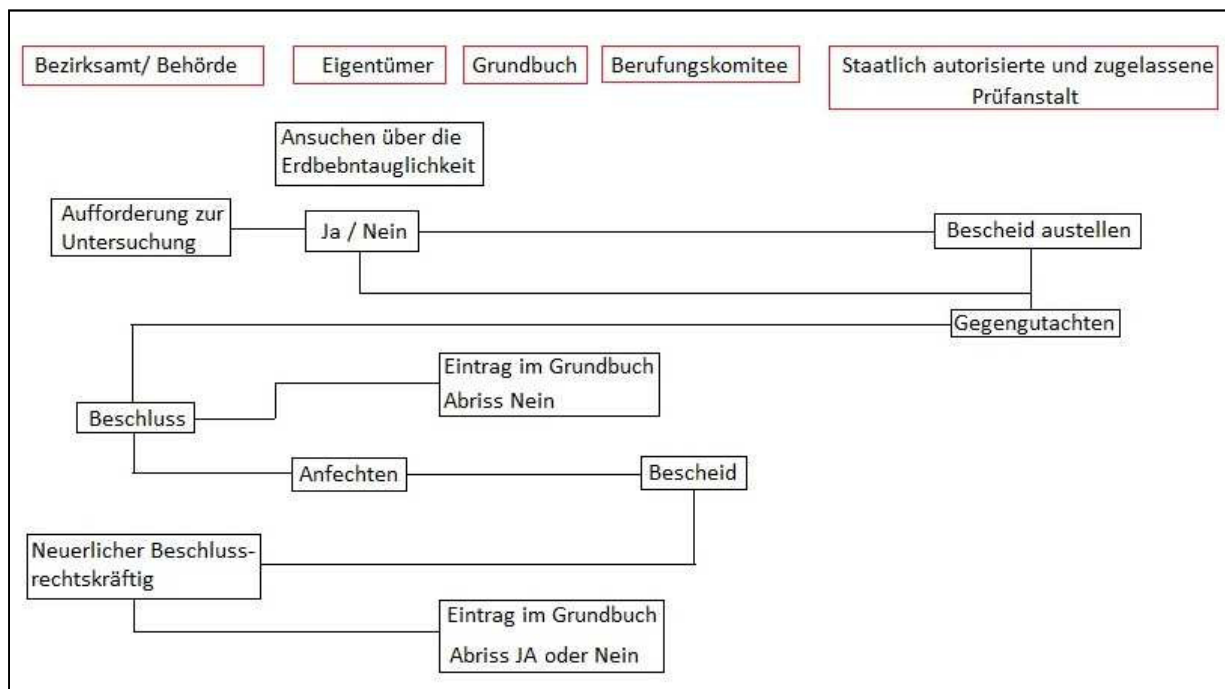


Abbildung 26: Vorgehensweise über die Feststellung der Erdbebensicherheit von Wohnbauten [24]

⁹ Istanbul Metropole Municipality

5.5 Baukonzept und Grundrissform des sozialen Wohnbaus

Das Stadtbild, die derzeitigen Baustellen und die Bauvorhaben wie in der Abbildung 27 dargestellt, vermitteln folgenden Eindruck der Entwicklung im Wohnungsbau. Trotz der Steigerung der Ausführungs- und Planungsqualität ist der Stahlbetonskelettbau erhalten geblieben.



Abbildung 27: Wohnbau 1986 Kartal-Istanbul, 1988 Maltepe-Istanbul, 2013 Esenyali-Istanbul, 2013 Pendik-Istanbul

Es ist zu verdeutlichen, dass sich die Baukultur im sozialen Wohnbau in den letzten Jahrzehnten nicht geändert hat. Reformen und Richtlinien haben in den vergangenen Jahren Verschärfungen im Bauwesen bewirkt. Die Betonqualität und die Bewehrung weisen einen höheren Standard als in der Vergangenheit auf. Jedoch werden Wandscheiben nicht eingeplant. Die Entwicklung der Baustruktur kann mit der folgenden Abbildung 28 schematisch illustriert werden.

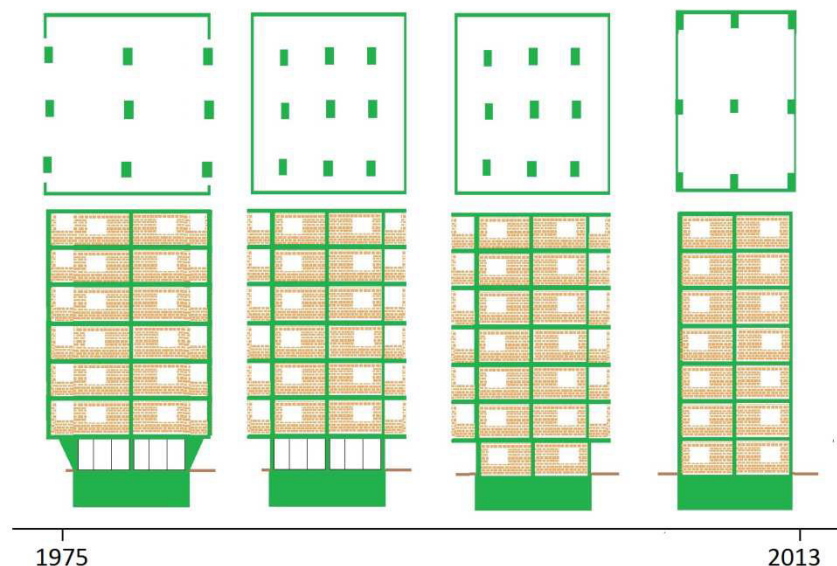


Abbildung 28: Schematische Entwicklung der Wohnbauten von links nach rechts

Die Grundrissabmessungen der Wohnbauten variieren zwischen B=10 bis 15m und L=12 bis 18 m. Sie weisen meistens eine offene Bauweise auf.

Grundsätzlich können die Bauten nach folgenden Strukturen untergliedert werden:

- Skelettbauweise (Abbildung 29 a)
- Skelettbauweise mit aussteifendem Kern (Abbildung 29 b)
- Schottenbauweise, Stahlbeton Wandscheibensystem (Abbildung 29 c)
- Skelettbauweise mit Wandscheiben (Abbildung 29 d)

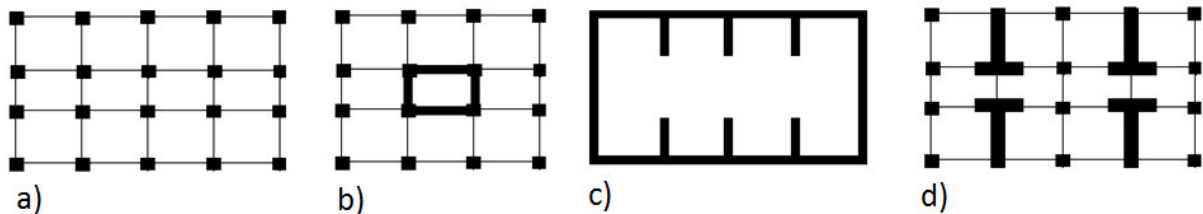


Abbildung 29: Typische Grundrissform [23]

Der Skelettbau (Abbildung 29 a) ist die ausgeprägteste Bauweise im sozialen Wohnbau von Istanbul, sie wird meist als Mischform errichtet. Dabei bilden die nichttragenden Mauerwerkswände den Raumabschluss und werden ebenfalls für die Raumaufteilung verwendet. Die horizontalen Lasten werden über Rahmenwirkung des Skelettbbaus abgetragen. Diese Bauweise sollte eine geringe Bauhöhe aufweisen, im Grunde nicht mehr als 2 Geschosse ausführen. In Istanbul ist jedoch diese Bauweise über 2 Geschosse hinaus möglich. In der unten folgenden Auflistung ist die Einschränkung dieser Bauweise nach TRC 2007¹⁰ näher erläutert:

- (1) Wandscheibenlose Stahlbetontragsysteme, mit Flachdecken (ohne Unterzüge bzw. integrierte Unterzüge) und Stahlbetonstützen, deren Stützen und Verbindungszonen mit einer niedrigen Duktilitätsklasse entworfen werden, Deckensysteme als Ortbetondeckenplatte, Kassettendecke, Hohldecken müssen als Systeme mit einer niedrigen Duktilität betrachtet werden. [TRC 2007: 2.5.1.5]
In der Erbebenzone eins und zwei sind skelett- oder rahmenbauartige Bauwerke ausgenommen der in Punkt (3) genannten Strukturen als Systeme mit einer hohen Duktilität zu konstruieren. [TRC 2007: 2.5.1.4]
- (2) Skelett- oder rahmenbauartige Bauwerke ohne Wandscheiben können als Systeme mit einer niedrigen Duktilität bemessen werden, wenn diese Bauten sich in der dritten oder vierten Erdbebenzone befinden und folgende Kriterien erfüllen; In Punkt (1) behandelte Bauwerke mit einer Höhe $H_n \leq 13\text{m}$. [TRC 2007:2.5.1.6 (a)]
- (3) Skelett- oder rahmenbauartige Systeme ohne Wandscheiben, welche die Strukturen in (1) nicht erfüllen, können als Systeme mit einer niedrigen Duktilität behandelt werden, wenn $H_n \leq 25\text{m}$; wenn Unterzüge geplant werden. [TRC 2007:2.5.1.6 (b)]

¹⁰ Türkische Spezifikation für Bauten in Erdbebenzonen - TRC 2007

Da der Stahlbetonskelettbau mit Stützen und Decken, ohne durchgehende Stahlbetonwände, eine geringere Steifigkeit aufweist, treten hier im Gegensatz zu den übrigen Konstruktionen höhere Globale Verformungen auf. Das Beispiel in Abbildung 30 c weist im Falle eines reinen Stahlbetonskeletts die ungünstigere Wahl auf, da im Falle eines Gelenksmechanismus das Bauwerk einen Kollaps erleidet. Im TRC 2007 erfordern diese Systeme eine gesonderte konstruktive Durchbildung und werden als Bauteile mit einer hohen Duktilität bezeichnet.

Der Vorteil der Stahlbetonskelettbauweise mit Stahlbeton-Wandscheiben im Gegensatz zu Systemen ohne Wandscheiben ist die Deformations- und Schadensbegrenzung an nichttragenden Bauteilen.

Bei der Schottenbauweise nehmen die Wände vertikale und horizontale Lasten auf. Der Raumabschluss mittels nichttragender Wand kann hier entfallen. Ein System mit durchgehender Wandscheibe weist selbstverständlich eine höhere Steifigkeit auf und minimiert zugleich die seitliche Verformung. Wie im Beispiel in Abbildung 30 a unten angeführt wird, entsteht die Plastifizierungszone am Scheibenfuß. Die Elastizität und Energiedissipation ist im Vergleich zum Skelettbau geringer. In den einzelnen Geschossen weisen die Wandscheiben größere Schubflächen als das Stahlbetonskelett auf. Die Wandscheibe verhält sich mit hoher Wahrscheinlichkeit linear elastisch.

Im Beispiel in Abbildung 30 b stellen die Wandöffnungen Schwachstellen im Hinblick auf die Plastifizierungszone dar. Wenn die Öffnungsbreiten ein bestimmtes Maß übersteigen und der Restquerschnitt zu geringe Querschnittsabmessungen aufweist, bilden sich zwischen den Öffnungen plastische Gelenke. Daher müssen die Überzüge der Wandscheibe eine ausreichende Querschnittsfläche aufweisen, in diesen Bereichen ist die Bewehrungsführung bzw. -dichte sinnvoll zu wählen.

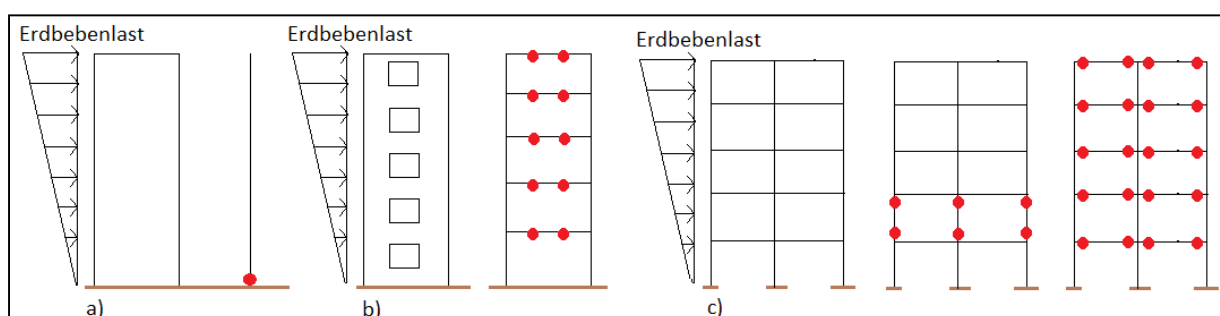


Abbildung 30: Wandscheibensystem vs. Stahlbetonskelettbau nach [23]

Eine Verbesserung bietet der Stahlbetonskelettbau mit Wandscheiben, denn durch die höhere Kapazität der Scheibe verringert sich die seitliche Verschiebung und verhindert somit das Schadensausmaß im Vergleich zu Systemen ohne Wandscheiben. Bei der Skelettbauweise mit Wandscheiben sind grundsätzlich mindestens drei Wandscheiben erforderlich, die sich nicht in einem Punkt schneiden dürfen. Dabei ist die Torsionssteifigkeit im Grundriss zu beachten.

Die Aussteifung kann ebenfalls über einen Kern (Treppenhaus, Aufzugsschacht etc.) erfolgen, wie in Abbildung 29 b auf Seite 42 ersichtlich. Der Stahlbetonskelettbau mit aussteifendem Kern stellt die gleiche Eigenschaft wie der Stahlbetonskelettbau mit Wandscheiben dar. Jedoch müssen auch bei diesen Wandscheiben die Durchbruchsöffnungen analysiert und die Torsionssteifigkeit im Grundriss beachtet werden.

Die Erkenntnis, dass die Wandscheibe mit aussteifenden Deckenscheiben im Vergleich zur reinen Stützenkonstruktion mit Deckenscheiben ein günstigeres und sichereres Erdbebenverhalten bietet, ist festzuhalten.

Im Vergleich zu Österreich sind in Istanbul nach wie vor Wohnbauprojekte mit unzureichenden Wandscheiben vorhanden.

In der Tabelle 13 werden die typischen Bauweisen nach ihren Ausführungsmerkmalen beschrieben und ein Vergleich zwischen Österreich und der Türkei gebracht.

Tabelle 13: Typische Bauweisen

Bauweise	Abb.	Österreich/ Wien	Türkei/ Istanbul
Skelett- oder Rahmenbau	29a	wird auf diese Weise nicht ausgeführt	Im sozialen Wohnungsbau möglich bis zum 7. OG. Laut TRC zulässig, wenn eine hohe Duktilitätsklasse erreicht wird ($H < 25m$). Raumabschluss: Mauerwerksverband. Ausführliche Angaben dazu in (1) bis (3), siehe Seite 42
Skelettbau mit Kern	29b	meist im Bürobau mit Glasfassade.	Wohnbau/Bürobau, wenn ein Lift vorhanden ist; Barriere-Freiheit meist nicht gegeben bzw. vorgeschrieben; Raumabschluss durch Mauerwerksverband
Schotten -Wandbau	29c	aktuell in Fertigteilbau	Wird in dieser Weise nicht ausgeführt. Nur Bauten der Bundesimmobiliengesellschaft.
Skelettbau mit Wandscheiben	29d	meist im Bürobau mit Glasfassade	Sozialer Wohnungsbau, möglich 5.-10. OG. Raumabschluss durch Mauerwerksverband

6. Auswirkungen der Mischbauweise auf die Erdbebensicherheit

Bei der Mischbauweise werden grundsätzlich drei Arten unterschieden.

- **Stahlbetonskelettbau** (Stützen, Decken und Stahlbetonwandscheiben) **mit tragenden Mauerwerksverbänden**
- **Stahlbetonskelettbau** (Stützen, Decken und Stahlbetonwandscheiben) **mit nichttragenden Mauerwerksverbänden**
- **Stahlbetonskelettbau** (mit Stützen, Decken ohne Stahlbetonwandscheiben) **mit nichttragenden Mauerwerksverbänden**

Die dritte Variante ist sowohl im Bestands- als auch beim Neubau eine sehr oft verwendete Bauweise in Istanbul. Auf den folgenden Seiten werden die verschiedenen Bauweisen diskutiert.

Bei Skelettbauweise mit tragendem Mauerwerksverband treten diese Probleme auf:

Bei der Tragwerksplanung in Mischbauweise, wie in Abbildung 31 dargestellt, ist darauf zu achten, dass in dieser Bauform die kombinierte Verwendung von Stahlbetonstützen und tragendem Mauerwerkswänden hinsichtlich des Erdbebenverhaltes ungünstig ist. Die horizontalen Kräfte werden im Skelettbau durch tragende Mauerwerkswände aufgenommen. Die genaue prozentuelle Angabe der Kraftdissipation¹¹ hängt von der Grundriss- und Aufrissgestaltung ab. Die tragenden Mauerwerksverbände weisen unterschiedliche Steifigkeiten und Kapazitäten als der Stahlbetonrahmen auf. Bei einem Erdbeben wirken auf die Verbände nicht nur die Trägheitskräfte der eigenen Masse, sondern auch jene des Stahlbetonrahmens. Dies stellt eine ungünstige Bauweise im Vergleich zum reinen Mauerwerksbau dar. Bei einer ungünstigen Wahl des Tragkonzeptes versagen bei der Mischbauweise in erster Linie die Mauerwerksbauteile. Durch die Lastablenkung wird deshalb die Beanspruchbarkeit des Stahlbetonskeletts strapaziert. [7]

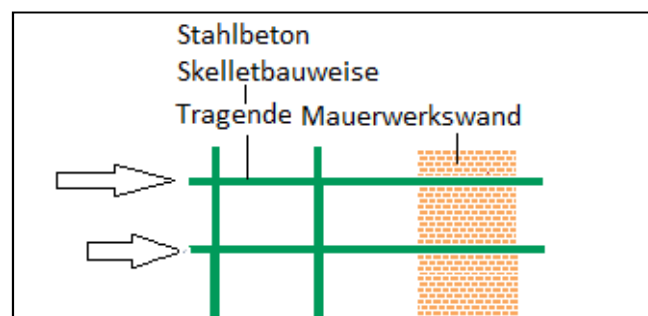


Abbildung 31: Mischbauweise [7]

¹¹ Dissipation der horizontalen Kraft durch Mauerwerk und/oder Skelett

Bei Skelettbauweise mit nichttragendem Mauerwerksverband treten diese Probleme auf:

Um die Baukosten zu minimieren, werden die kostenintensiven Stahlbetonbauteile sehr schlank gewählt und für den Raumabschluss wird das preislich günstigere Baumaterial, das Mauerwerk, eingesetzt. Das Ziegelmauerwerk bildet bei der Rahmenbauweise die Raumaufteilung und wird im Außenwandbereich verwendet. Die Problematik herrscht im Unterschied der Duktilität des nichttragenden Mauerwerksverbandes im Vergleich zum Stahlbetonrahmen. Bei Bauwerken über mehrere Geschosse senken die Verbände die Erdbebensicherheit. Die Bauten weisen keine oder ungünstig gewählte Scheiben auf. Der nichttragende Mauerwerksverband wirkt nicht wie eine durchgehende Scheibe. Er übernimmt zwar aufgrund seiner Schubtragfähigkeit horizontale Kräfte, jedoch werden diese bei einer Rissbildung minimiert. Das spröde und steife Mauerwerk übt aufgrund seiner Verformungen zusätzliche Beanspruchungen auf die zarten Stahlbetonstützen aus. Die Beanspruchung kann aus der Rissbildung, Gleitung oder Verformung verursacht werden, welche in Abbildung 32 illustriert sind. [7]

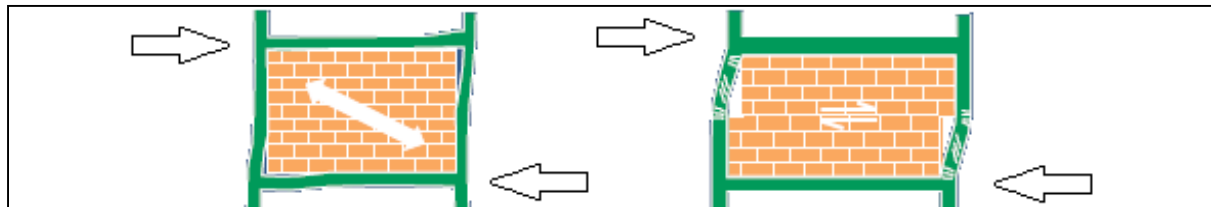


Abbildung 32: Ausfachung des Stahlbetonrahmens [7]

Um die wirtschaftlichen und bauphysikalischen Aspekte des Mauerwerkbaus zu schützen und den Baustoff einsetzen zu können, müssen in der konstruktiven Durchbildung des Bauwerks, Stahlbetonwände geplant werden. Diese durchgehenden Stahlbetonscheiben (siehe Abbildung 33) ermöglichen eine Versteifung des Mauerwerkbaus und verringern die horizontale Verformung. Eine Variante, die zur Steigerung der „Erdbeben Performance“ der Wohnbauten in der Region Istanbul geeignet wäre.

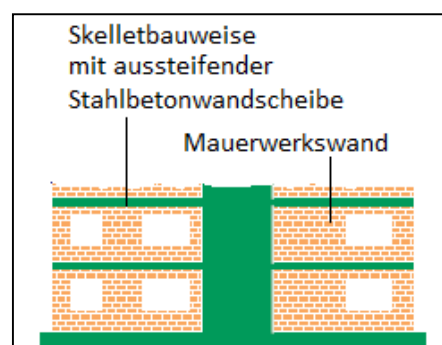


Abbildung 33: Durchgehende Stahlbetonscheiben im Mauerwerksbau [7]

Die horizontalen Kräfte werden bei entsprechender Planung auf die Stahlbetonscheibe und folglich in die Fundierung geleitet. Vorhandene Stahlbetonscheiben in beiden Gebäuderichtungen verringern das Versagen des Mauerwerks im Erdbebenfall. Die konstruktive Durchbildung hinsichtlich der Bewehrung und Verschiebung infolge Erdbeben muss auf die benachbarten Mauerwerkswände konzipiert sein. Die tragenden

Mauerwerkswände müssen mit den Stahlbetonwänden und Stahlbetondecken zusammenwirken. Dies wird durch Duck-Schub und zugfeste Verankerungen gewährleistet. [7]

Dadurch, dass die nichttragenden Wände in der Statik nur als vertikale statische Lasten angenommen werden, verursachen die Änderungen in der Nutzungsphase ein erhebliches Risiko, welches unter Betrachtung der Richtlinie TRC 2007 im EN 8 behandelt wird.

„Es wird angenommen, dass das Tragwerk weder in der Bauphase noch während seiner Lebensdauer geändert wird, es sei denn, es wird eine geeignete Begründung und ein ebensolcher Nachweis geliefert. Wegen der besonderen Art der Erdbebenantwort gilt dies sogar im Fall von Änderungen, die eine Erhöhung des Tragwiderstands bewirken.“ (EN 8)

Die dynamische Untersuchung der Beeinträchtigung des Skelettbaus durch die Ausfachung ist unabdingbar. Aus diesem Titel ist die Mauerwerksausfachung bei Skelettbauten in Rechnung zu stellen.

Bei Nutzungsänderungen im Erdgeschoss von Lagerräumen zu Wirtschaftsflächen werden die Mauerwerksverbände durch Glaselemente ersetzt und es entsteht folglich ein weiches Geschoss. Hier ist ebenfalls die dynamische Untersuchung des Bauwerks bei teilweise ausgefachten Geschossen notwendig.

Durch den Einsatz von bewehrtem Mauerwerk entsteht die Möglichkeit, die Stahlbetonwände zu umgehen:

Diese Betrachtung bezieht sich auf die Möglichkeit des reinen Mauerwerkbaus. Durch die horizontale und vertikale Bewehrung des Mauerwerks erreicht man eine höhere Verschiebungsduktilität als bei unbewehrtem Mauerwerk. Die Bewehrung ermöglicht, dass das Bauteil wie eine Scheibe wirkt. Horizontale Kräfte können dadurch abgeleitet werden. Wie oben erwähnt, müssen auch hier die bewehrten Mauerwerkswände auf nichttragende Mauerwerkswände abgestimmt sein. [7] Die Ausführung dieser Variante ist vielen Baufirmen und der Behörde in der Türkei unbekannt. Auch die Tatsache, dass bewehrtes Mauerwerk im TRC gar nicht angeführt wird, verstärkt den Anschein, dass diese Technologie bzw. das „Ingenieur Know-how“ noch nicht existiert.

Zu beachtende Aspekte bei der Erhöhung der Erdbebensicherheit in Mischbauweise:

Eine erste abstimrende Kenngröße (siehe Abbildung 34) von nichttragenden Bauteilen zu tragenden Bauteilen ist die Verschiebung. Bei der Kombination verschiedener Bauweisen ist anhand des Verhältnisses der Stockwerksverschiebung zur Geschosshöhe die Schadensanfälligkeit des nichttragenden Bauteils zu untersuchen. [7]

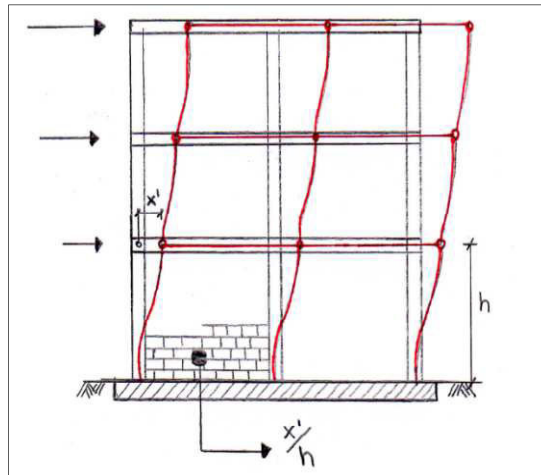


Abbildung 34: Verhältnis zwischen Stockwerksverschiebung und -höhe nach [7]

Eine Lösung zur Minimierung der Schäden aus dem Stahlbetonskelettbau in den Mauerwerksbau oder umgekehrt, ist die Einplanung von Fugen zwischen der Mauerwerkswand und dem Rahmen. Diese Möglichkeit ist aber nur bei nichttragenden Mauerwerkswänden möglich. Die anzuordnende Fuge zwischen Stützen, Wänden und der Decke muss mit Gummischrott, Kork oder ähnlichen Stoffen gefüllt sein. Die erforderliche Fugendicke hängt von der Steifigkeit des Tragwerks, der Verformungsempfindlichkeit des Mauerwerks und vom gewählten Bemessungsniveau ab. Die Wand ist mit den angrenzenden Bauteilen zu befestigen, damit Massenträgheitskräfte infolge einer Beschleunigung normal zur Wandachse übertragen werden können. [7]

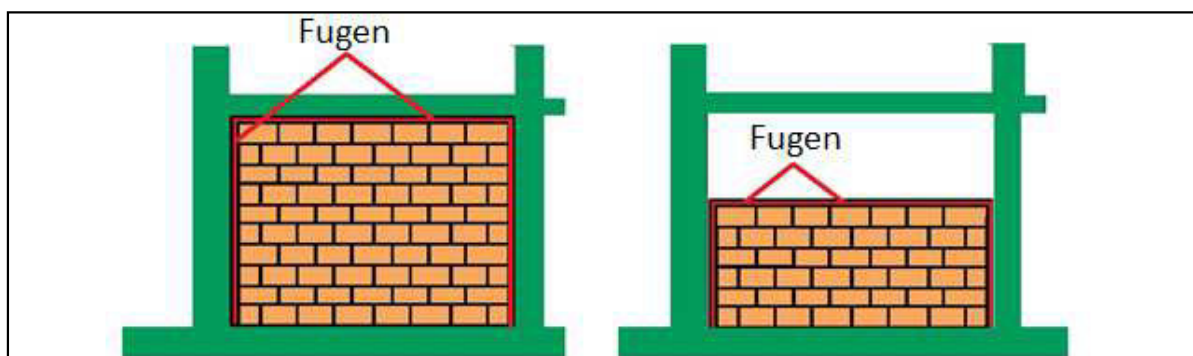


Abbildung 35: Vertikale und horizontale Fugen bei Mischbauweise [7]

Aufgrund der einwirkenden Kräfte von den Brüstungen in den Stahlbetonrahmen sind diese Bereiche gesondert zu überprüfen und als kritische Bereiche erfordern sie eine gesonderte Bewehrungsführung. Der Effekt, der dabei entsteht, ist der relativ große Momentengradient an den Stützenfüßen. Zusätzliche Querkräfte aus den Brüstungen, die im Erdbebenfall entstehen, erfordern die Bemessung der Stützen als kurze Stützen.

7. Aspekte bei der Modellierung mittels Programmen

Normen zur konstruktiven und erdbebengerechten Planung in Istanbul:

- TRC 1999 Specification for Buildings to be built in Seismic Zones; wurde zurück gezogen
- TS 500 Turkish Standard 1997; Design loads for buildings
- TS 498 Turkish Standard 2000; Requirements for design and Construction of reinforced concrete structures
- TRC 2007 Specification for Buildings to be built in Seismic Zones; Ministry of Public Works and Settlement Government of Republic of Turkey - EN.
Deprem Bölgerindede yapılacak binarlar hakkında yönetmelik 2007 - TR.

Laut Angaben der „Istanbul Regional Metropole Municipality“ sind die gängigen Programme zur konstruktiven Modellierung nach der Geläufigkeit aufgelistet:

Tabelle 14: Computerunterstützte Rechenprogramme

Geläufigsten Programme	Türkei- Istanbul	Österreich- Wien
	Sta4Cad*	Rstab/RFEM/SCIA
	Probina*	
	IDeCad*	Condim
	Sap2000*	Staad
		Ruckzuck

* Die Grundlage für diese Programme stellt die türkische Richtlinie für Bauten in Erdbebenzonen 2007 dar (abgekürzt TRC 2007).

Die Bedeutung der Mauerwerksausfachung in der Modellierung:

Bei den meisten Modellierungen mittels Statikprogrammen werden die Mauerwerksverbände als vertikale Lasten in Rechnung gestellt. Die Ursache für Schäden dieser Art von Bauwerken könnte durch die Nichtbeachtung des Steifigkeitsunterschiedes bei Mauerwerksausfachungen hervorgerufen werden. Es ist festzuhalten, dass ein Bauwerk mit Ausfachung im Gegensatz zu einem Bauwerk ohne Ausfachung eine unterschiedliche Verschiebung aufweist.

Um die Gesamtsteifigkeit des Bauwerks nicht zu verfälschen, ist die rechnerische Berücksichtigung der Mauerwerkserfassung unabdingbar. Erst bei einer Einbeziehung der Steifigkeitsunterschiede kann eine rechnerische Aussage über das Objekt gegeben werden. Des Weiteren ist eine eindeutige Angabe über die Resonanzempfindlichkeit nicht möglich, wenn die Ausfachung nicht in Rechnung gestellt wird.

In der türkischen Richtlinie TRC 2007 wird die Mauerwerksausfachung nur als eine Ausbaulast behandelt und als vertikale statische Last angesetzt. Wohingegen im EC 8 Teil 1 bis 4 darauf hingewiesen wird, dass die dynamische Auswirkung der Ausfachung zu berücksichtigen ist.

Europäische und amerikanische Normen (Codes) behandeln, sowohl bei Neubauten als auch bei Bestandsobjekten, die Ausfachungsthematik und weisen auf eine spezielle Untersuchung hin. Wohingegen sie in der türkischen Richtlinie keine Beachtung findet.

Nach den angewandten Statikprogrammen in Istanbul PROBINA ORION und Sta4CAD stellt die Berücksichtigung und Berechnung des Einflusses der Ausfachung kein Problem dar.

Die Vernachlässigung der Ausfachung in der Bemessung hat folgende Auswirkungen:

- Steifigkeitsunterschiede
- Unterschiede in der Massenträgheit
- Verfälschung des Massenschwerpunkts

Der Vorteil, den diese Bauweise neben dem wirtschaftlichen Aspekt bringt, ist die Schubtragfähigkeit der Mauerwerksausfachung. Jedoch darf die Schubtragfähigkeit der nichttragenden Mauerwerksverbände nicht in Rechnung gestellt werden, da diese einerseits nichttragend ausgeführt werden und andererseits im Zuge der Nutzungsphase geändert werden können.

Nach Recherchen ergeben sich unterschiedliche Angaben hinsichtlich der Mauerwerksausfachung. Literatur aus der Schweiz weist auf eine Entkopplung (durch Fugen) der nichttragenden Mauerwerksverbände von tragenden Bauteilen hin. Türkische Literatur vertritt die Ansicht, dass eine Steifigkeitserhöhung und eine Schubtragfähigkeit erreicht werden kann, wenn jede dritte Reihe im Mauerwerksverband durch Bewehrungsseisen ($d=16$ mm) an angrenzenden Stützen befestigt wird. [21] [23] [22]

8. Erdbebenertüchtigungsmaßnahme im Stahlbetonskelettbau

Wie in Kapitel 5.2 Anzahl und Bauproblematik erdbebengefährdeter Objekte aufgezeigt wird, existiert eine Vielzahl von Bestandsobjekten, die hinsichtlich der Erdbebensicherheit ertüchtigt werden müssen. Um bei einem zukünftigen Erdbeben in Istanbul den finanziellen Schaden und das menschliche Leid zu minimieren, sind geeignete Maßnahmen zu ergreifen.

Im Rahmen dieses Kapitels wird nur der Stahlbetonskelettbau mit Mauerwerksausfachung behandelt, da eine große Zahl der erdbebengefährdeten Wohnbauten diesen Baucharakter aufweisen.

Durch die ungünstige Tragstruktur oder die ungeschickt gewählte Gebäudegeometrie ist eine Ertüchtigung mit annehmbaren Kosten nicht möglich und realistisch. Unter der Einhaltung bzw. Erfüllung einiger Bedingungen, wie zum Beispiel der ausreichenden Betondruckfestigkeit, der Bewehrungsdichte und der Bauwerksgeometrie etc., kann eine Ertüchtigung in Anlehnung an statische und dynamische Nachweise durchgeführt werden.

Verstärken der Stahlbetonteile

Zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Stützen und Unterzügen können die unten angeführten Methoden in Abbildung 36 angewandt werden.

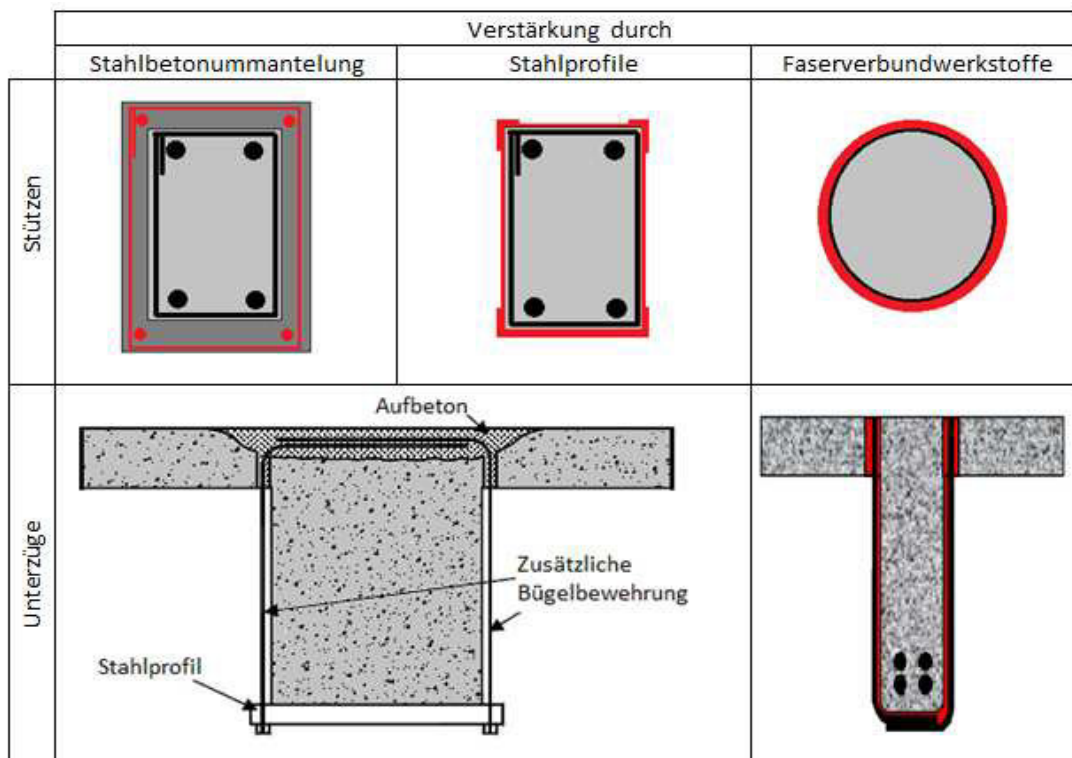


Abbildung 36: Verstärkungsmaßnahmen nach [25] [11] [36]

Bei fehlenden Scheiben im Stahlbetonskelettbau kann die Ertüchtigung nach verschiedenen Varianten durchgeführt werden. Bei Bestandsbauten kann zusätzlich zur Verstärkung der einzelnen Bauteile, wie durch Stützen und Unterzüge, eine nachträgliche Scheibenwirkung ermöglicht werden. Die dazu geeigneten Maßnahmen sind anschaulich auf den folgenden Seiten (Abbildung 37 bis Abbildung 39) dargestellt. Die Steigerung der Erdbebenperformance durch die Wahl und Auslegung der Variante ist dem konstruktiven Ingenieur überlassen.

Variante 1- Nachträgliche Scheibenwirkung durch Spritzbetonsysteme:

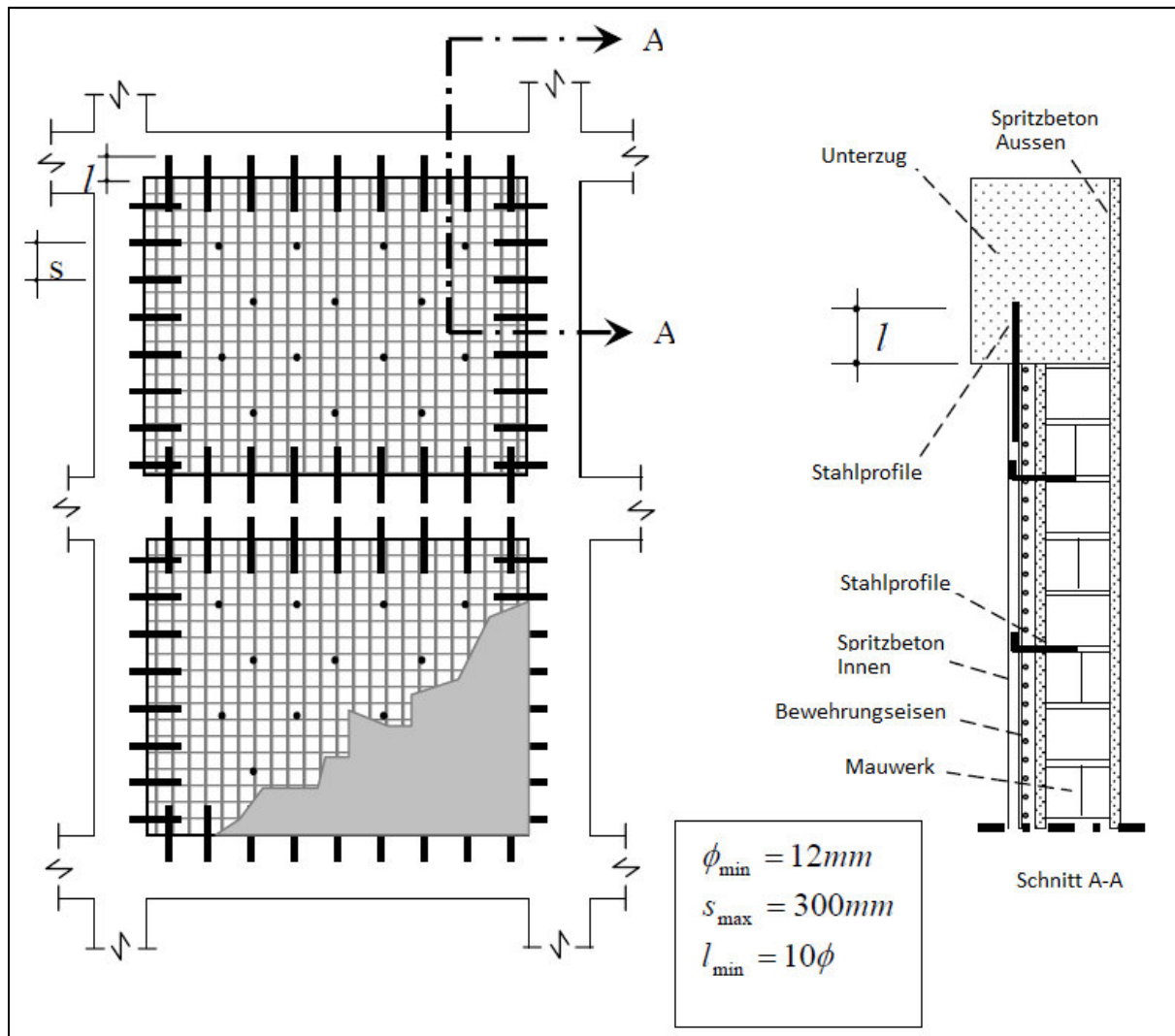


Abbildung 37: Verstärkungsmaßnahme der Scheibenwirkung bei Rahmenbauweise und Mauerwerksausfachung [25]

Variante 2- Nachträgliche Scheibenwirkung durch Fertigteilplattensysteme:

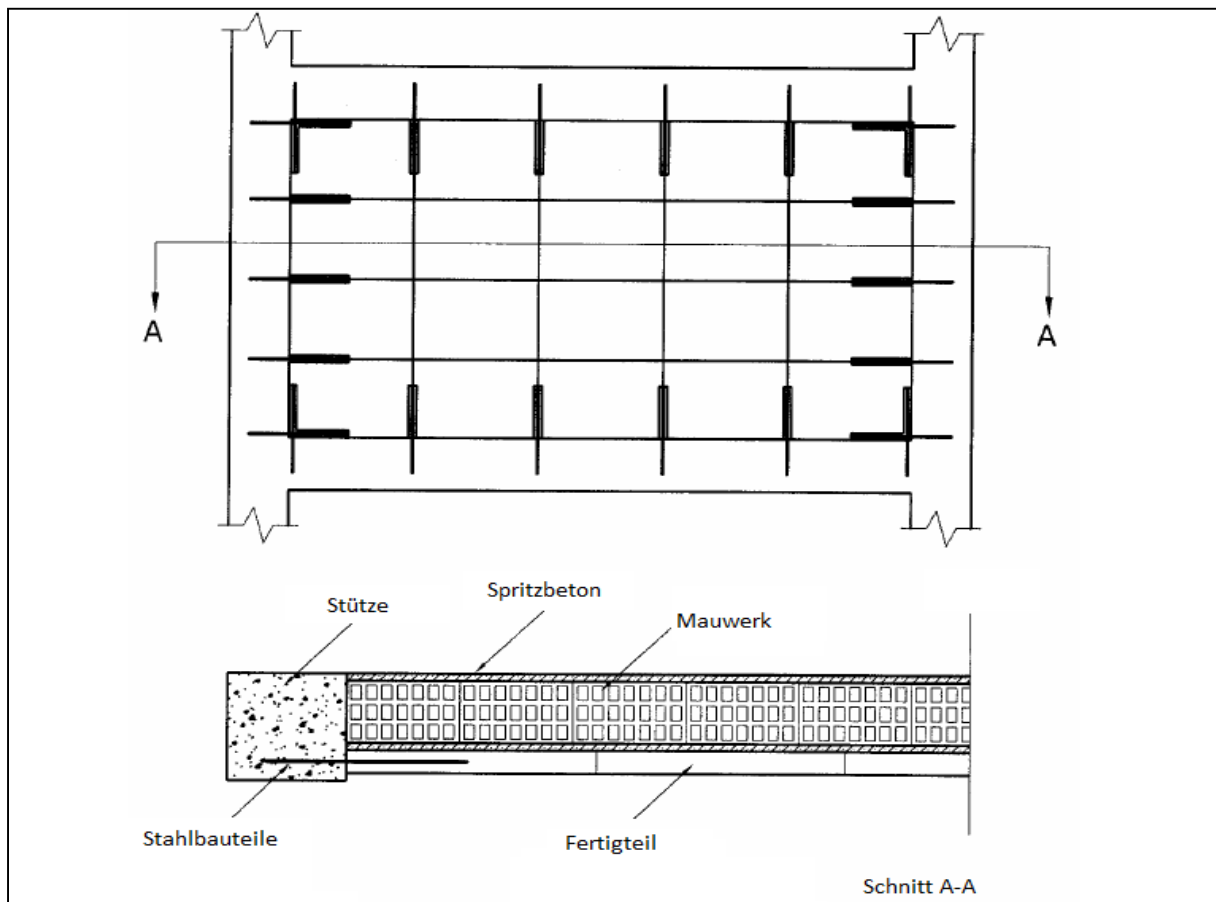


Abbildung 38: Verstärkungsmaßnahme der Scheibenwirkung bei Rahmenbauweise und Mauerwerksausfachung [25]

Variante 3- Nachträgliche Scheibenwirkung durch Faserverbundwerkstoffsysteme:

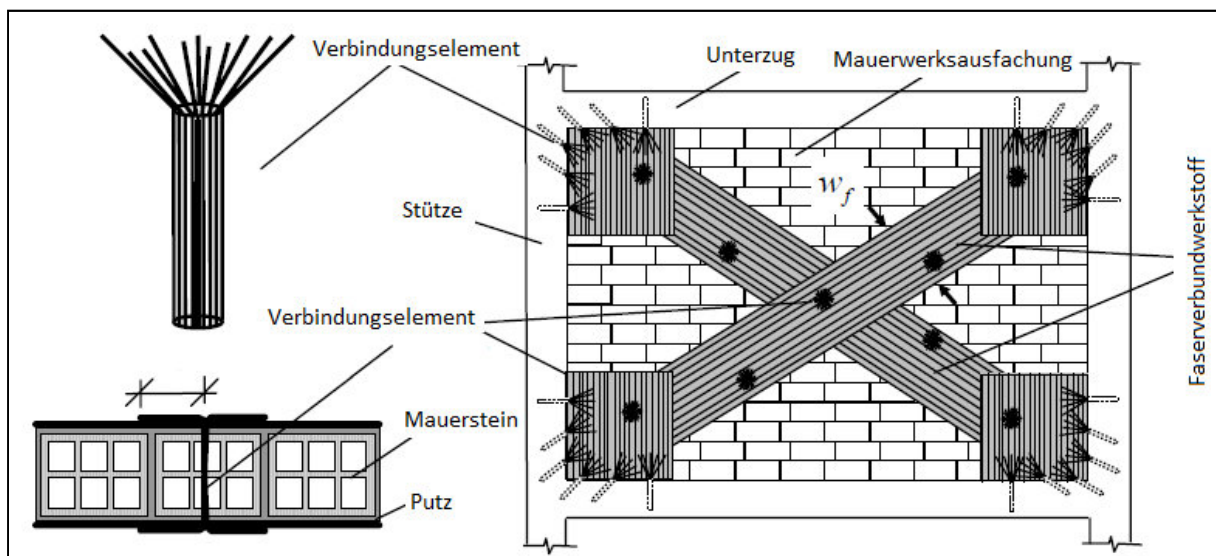


Abbildung 39: Verstärkungsmaßnahme der Scheibenwirkung bei Rahmenbauweise und Mauerwerksausfachung [25]

9. Bedeutende konstruktive Regel nach TRC 2007

9.1 Stützen mit einer hohen Duktilitätsklasse

Die Querschnittsbreite bei rechteckigen Stützen darf 250 mm nicht unterschreiten. Die Mindestquerschnittsfläche beträgt 75000 mm². Bei Rundstützen beträgt der Minstdurchmesser 300 mm. [TRC 2007: 3.3]

Der Anteil der Längsbewehrung muss höher als 1 % und niedriger als 4 % des Stützenquerschnitts betragen. Die Mindestlängsbewehrung bei rechteckigen Stützen beträgt 4Ø16mm oder 6Ø14mm. Bei Rundstützen beträgt die Mindestlängsbewehrung 6Ø14. [TRC 2007: 3.3]

Die Bedingung $A_c \geq N_{dm} / (0.50 f_{ck})$ ist einzuhalten. Dabei ist **A_c** die Mindestquerschnittsfläche der Stütze und **N_{dm}** die Axialdruckkraft infolge der Kombination ständiger Last und Erdbebenlast.

Bei der Querkraftbewehrung dürfen mindestens Ø8 mm Eisen verwendet werden. Der Mindestabstand beträgt 1/3 der Mindestabmessung bzw. 50 mm. Der Maximalabstand der Bewehrung beträgt 100 mm. Bei Rundstützen darf der Abstand der Querkraftbewehrung 1/5 des Durchmessers bzw. 80 mm nicht überstreiten. [TRC 2007: 3.3]

In der Richtlinie TRC 2007 wird strikt darauf hingewiesen, dass bei Knoten im Rahmen die Stützen eine höhere Tragfähigkeit aufweisen müssen. Die Bedingung, die daraus hervorgeht, ist in der Formel 9-a beschrieben.

Bei Rahmenbauweise bzw. Skelettbau mit aussteifenden Wandscheiben ist die Momententragfähigkeit der Stützen im Knotenbereich um 20 % erhöht zu konstruieren. [TRC 2007: 3.3.5]

$$(M_{ra} + M_{rü}) \geq 1.2 (M_{ri} + M_{rj}) \quad (9-a)$$

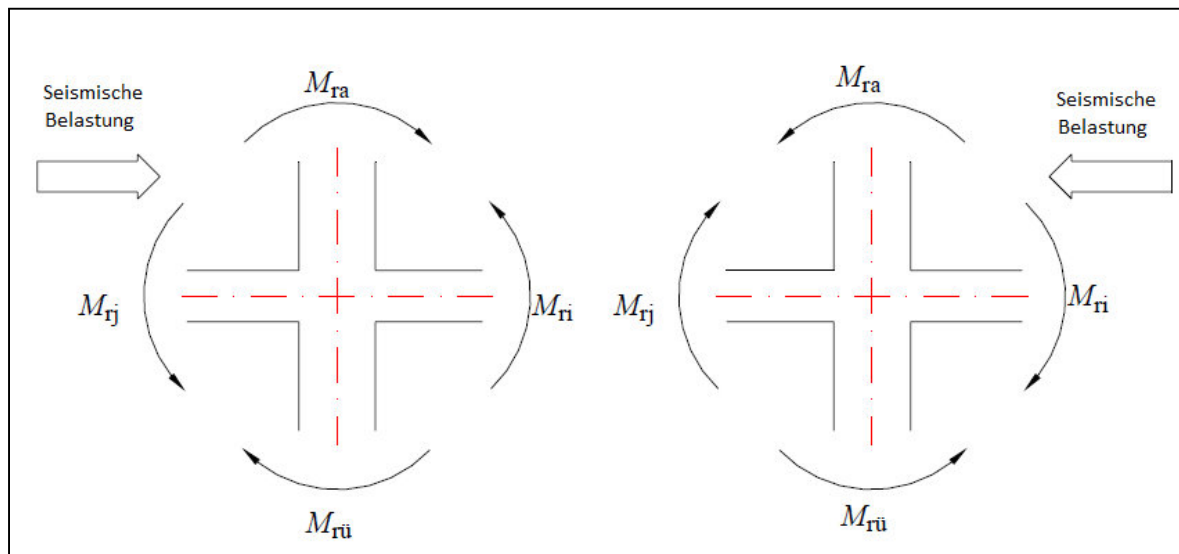


Abbildung 40: Knotenpunkte von Stütze und Unterzug [25]

Bewehrungsangaben der Stützen:

Bügeldurchmesser mindestens $\varnothing 8$ mm; Mindestabstand $> \frac{1}{2}$ der kleineren Querschnitts-abmessung, maximal 200 mm.

Der Haken- bzw. Spiralenabstand a ist wie folgt vorgegeben $a < 25 d$. [TRC 2007: 3.3.4.2]

Die Bewehrungsführung und die Umschnürung von Stützen ist auf der folgenden Seite in der Abbildung 41 dargestellt. Dabei ist ersichtlich, welche Mindestanforderungen für Stützen im Stahlbetonskelettbau gestellt werden. In der Norm EN 8¹² wird die konstruktive Durchbildung in 5.4.3.2.2 behandelt.

¹² EN 1998-1: 2011.06.15 Auslegung von Bauten gegen Erdbeben

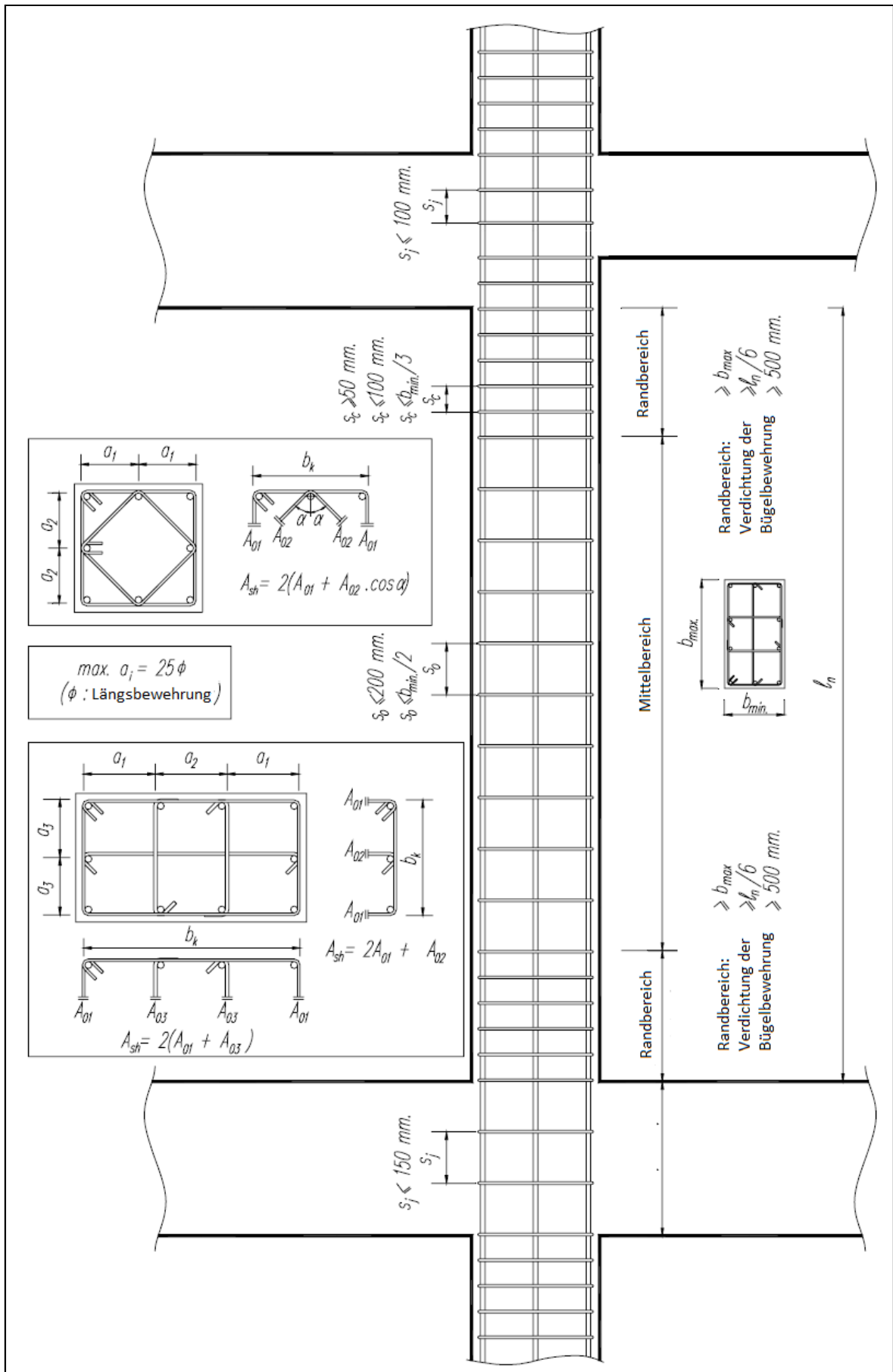


Abbildung 41: Bewehrungsschema Stütze [25]

9.2 Unterzüge mit einer hohen Duktilitätsklasse

Die Mindestbreite der Unterzüge darf 250 mm betragen. Die Unterzugshöhe darf nicht weniger als 300 mm bzw. das 3-fache der Deckenhöhe sein. Die Unterzugshöhe darf max. das 3,5-fache der Unterzugsbreite sein. [TRC 2007: 3.4.1]

Die Längsbewehrung darf keinen Durchmesser kleiner als $\varnothing 12$ mm aufweisen. Dabei sind mindestens zwei Bewehrungsseisen in der unteren und oberen Lage zu führen. [TRC 2007: 3.4.1]

In der ersten und zweiten Erdbebenzone darf die untere Lage der Bewehrung nicht kleiner als 50 % der oberen sein. In der dritten und vierten Zone darf dieser Wert bei 30 % liegen. [TRC 2007: 3.4.2.3] Die Übergreifungslängen, der Anschluss der Balken an angrenzende Bauteile und die Anordnung der Bügelbewehrung, sind wie folgt geregelt (siehe Abbildung 42 und Abbildung 43).

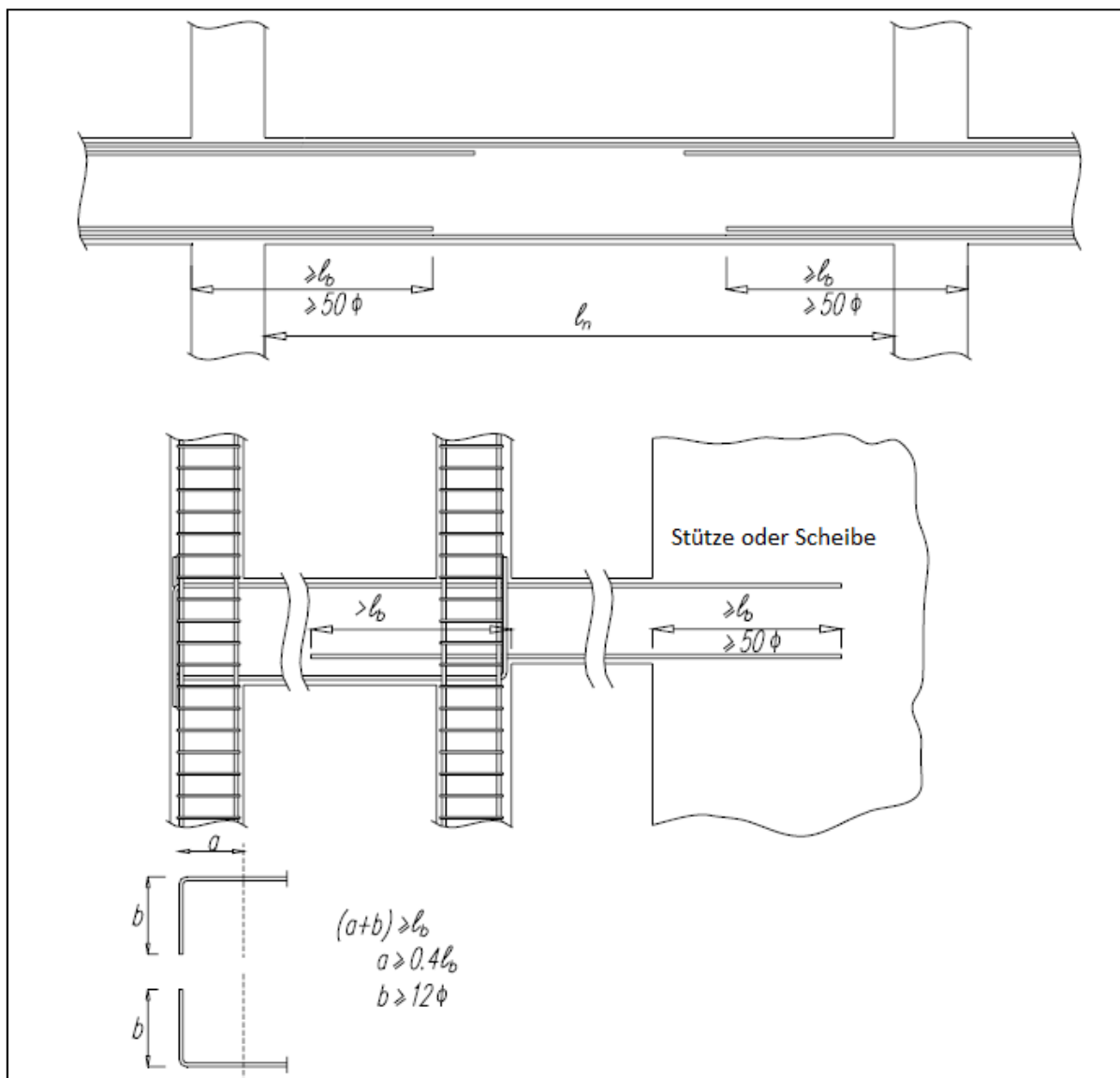


Abbildung 42: Bewehrungsschema Unterzug

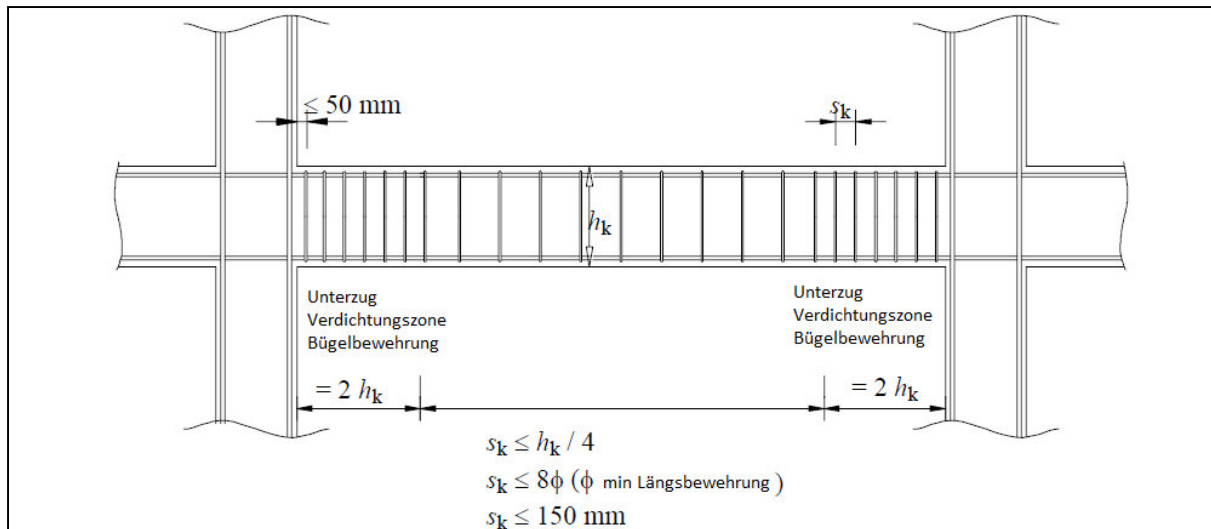


Abbildung 43: Bewehrungsschema Unterzug [25]

9.3 Querkrafttragfähigkeit im Knotenbereich von Unterzug und Stütze

In der Verbindungszone ist dieser Nachweis zu erbringen, gefordert ist eine hohe Duktilität:

$$V_e = 1.25 f_{yk} (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \quad (9-b)$$

A_{s1} und A_{s2} sind die Flächen der Längsbewehrung des Unterzuges. Wenn an der Stütze nur einseitig ein Unterzug konstruiert wird, ist A_{s2} Null zu setzen. In der nachfolgenden Abbildung 44 wird die konstruktive Bedingung der Knoten von Unterzug und Stütze dargestellt.

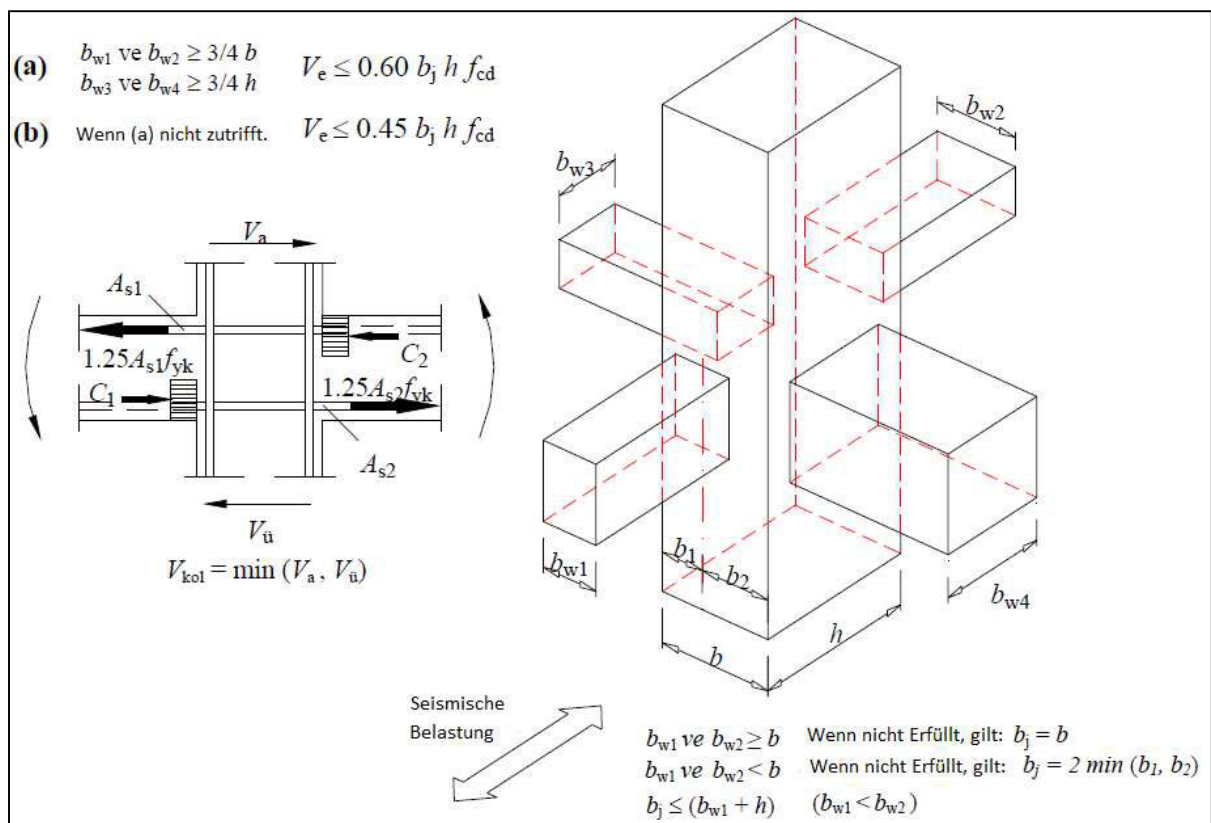


Abbildung 44: Knotenbereich von Unterzug und Stütze

10. Erdbebenperformance des sozialen Wohnbaues

Im Zuge dieser Arbeit werden idealisierte, fiktive Bauten entworfen. Die Entwurfskriterien der Objekte erfolgt nach den türkischen Richtlinien. Wie im nachfolgenden Kapitel 10.5 erwähnt wird, ist aufgrund der maximalen Geschosshöhe von zwei Obergeschossen ein Mauerwerksbau für einen Vergleich nicht möglich. Folglich werden drei Bauten entworfen:

Bauwerk 1: Das erste zu analysierende Projekt stellt einen Stahlbetonskelettbau ohne Wandscheiben dar. Die Tragstruktur entspricht dem traditionellen Baucharakter in Istanbul.

Bauwerk 2: Das zweite zu untersuchende System stellt ebenfalls einen Stahlbetonskelettbau dar, jedoch werden in diesem Modell Wandscheiben eingeplant. Der Treppenhaukern und der Aufzugsschacht werden als Kern geplant und sollen eine Verbesserung des derzeitigen Baucharakters darstellen.

Bauwerk 3: Das dritte Analysemodell stellt den Schottenbau dar, sämtliche Tragstrukturen sind Stahlbetonwände. Die nichttragenden Mauerwerksverbände von Bauwerk 1 und Bauwerk 2 werden durch Stahlbetonwände ersetzt.

Die Bauwerke wurden nach EN 1998-1 2011.06.15 belastet und analysiert. Die Bauwerke wurden in der Zone 1 angenommen und einer seismischen Beschleunigung 0,4 G ausgesetzt. Die Lastaufstellung der Bauwerke erfolgt nach der Tabelle 15 bis Tabelle 17.

Lastaufstellung der Bauwerke Variante 1 - 3:

Tabelle 15: Ständige Lasten und Aufbauten Regelgeschoss

Aufbauten	Dicke [m]	Wichte [kN/m ³]	Belastung [kN/m ²]
Decke	0,2	25	5
Innenputz	0,01	25	-
			g,1k= 5,0
Aufbauten Regelgeschosdecke	Dicke [m]	Wichte [kN/m ³]	Belastung [kN/m ²]
Fliesen	0,01	22	0,22
Estrich	0,05	22	1,1
Baufolie	-	-	-
EPS-T	0,04	0,5	0,02
Sandausgleich	0,03	10	0,3
Decke	0,20	25	-
Putz	0,01	25	0,25
			g,2k= 1,9

Die Belastung der obersten Geschossdecke erfolgt nach Tabelle 16.

Tabelle 16: Ständige Lasten und Aufbauten Decke ü. 5.OG

Aufbauten Decke ü. 5. OG	Dicke [m]	Wichte [kN/m ³]	Belastung [kN/m ²]
Substrat	0,08	18	1,44
Vlies	-	-	-
XPS-G	0,2	1,5	0,3
2-lagige Abdichtung	-	-	-
Dampfsperre	-	-	-
5-15cm Gefällebeton	0,1	15	1,5
Decke	0,2	25	-
Putz	0,01	25	0,25
			g,3k= 3,5

Im Vergleich zu EN 1 beträgt die anzusetzende Nutzlast inkl. Trennwandzuschlag auf Geschossdecken bei TS 500¹³ 2 kN/m² und Erschließungsflächen inkl. Balkone 3kN/m².

Die veränderliche Last wurde nach Tabelle 17 angesetzt. Schnee und Windlasten wurden nicht beachtet, um eine legitime Aussage über die Tragfähigkeit im Erdbebenfall herauszuarbeiten.

Tabelle 17: Ansatz der Nutzlasten

Kategorie A	Belastung [kN/m ²]
Geschossdecke	q,k1= 3
Gänge und Treppen	q,k2= 3
Kategorie H	Belastung [kN/m ²]
Nicht zugängliches Dach	q,k3= 1

¹³ TS 500 Turkish Standard 1997; Design loads for buildings

10.1 Bauwerk 1: Stahlbetonskelettbau mit Mauerwerksausfachung

Das erste zu analysierende Projekt ist ein Stahlbetonskelettbau ohne Wandscheiben. Die Tragstruktur entspricht dem traditionellen Baucharakter in Istanbul. Dabei werden keine Wandscheiben geplant, sogar das Treppenhaus weist keinen Kern auf. Die raumabschließenden Wände sind nichttragende Mauerwerksverbände. Die Mauerwerkswände werden nicht durch Fugen von angrenzenden Stahlbetonbauteilen entkoppelt. In der unten angeführten Abbildung 45 wird ein Regelgeschoss dargestellt. Das Bauwerk ist voll unterkellert, auf der nächsten Seite in Abbildung 46 ist die dreidimensionale Bauwerksstruktur dargestellt. Die Berechnung wurde mit der Finite Element Software (RFEM) durchgeführt. Die Stützenabmessungen betragen $b_x = b_y = 40$ cm. Die Unterzugdimensionen betragen $b = 25$ cm und $h = 50$ cm. Die Mauerwerksausfachung weist eine Breite von 15 cm auf. Die Grenzwerte der Bauteildimensionen wurden nach TRC 2007 eingehalten.

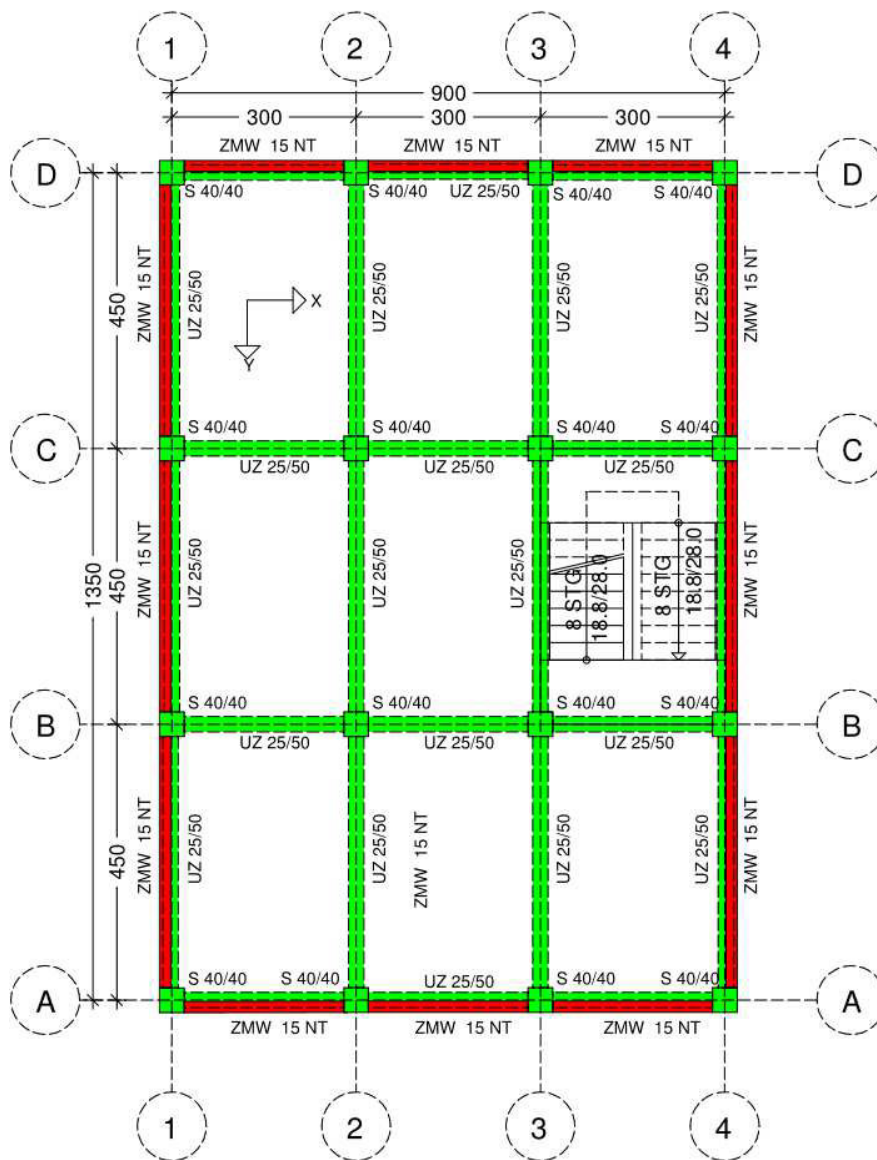


Abbildung 45: Regelgeschoss maßstablos

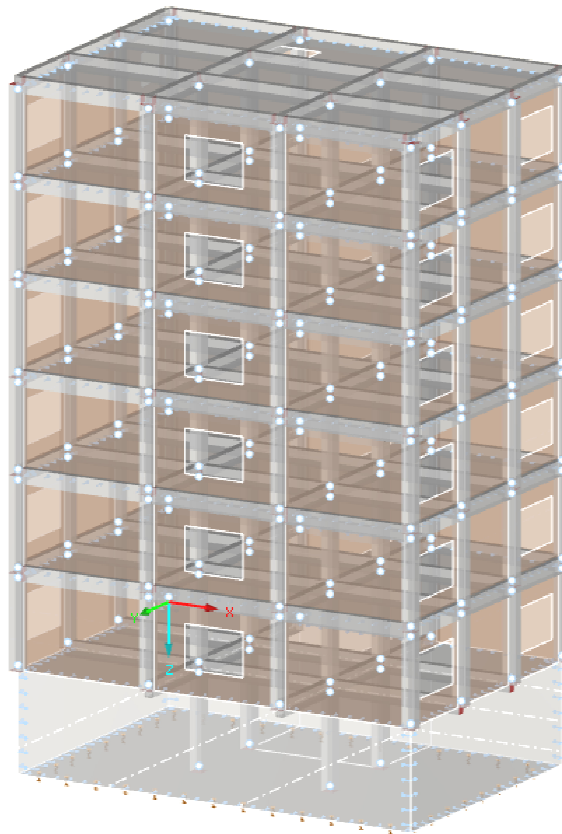
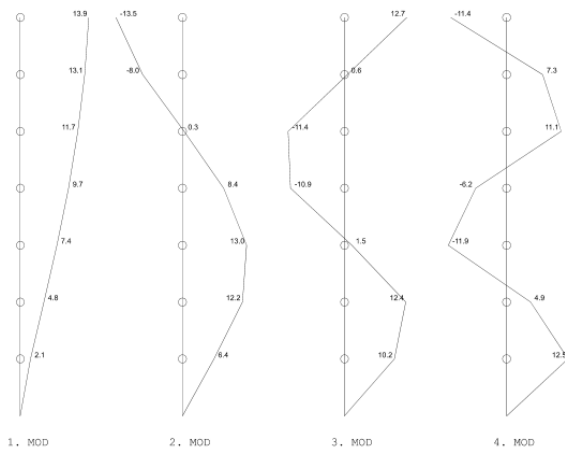
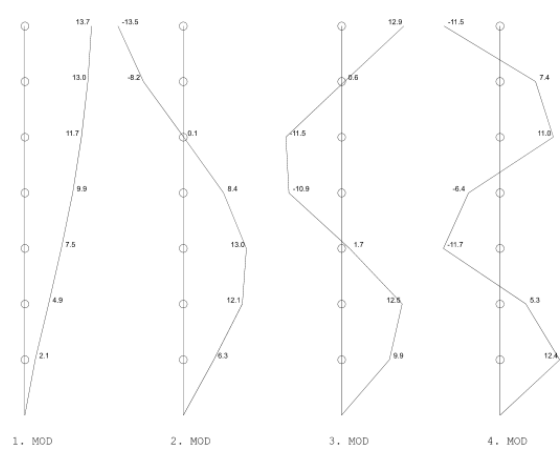


Abbildung 46: 3D Modellierung RFEM - DLUBAL

Die Auslegung des Bauwerks wurde mit der Statiksoftware Sta4CAD überprüft und untersucht, ob die Bauteilabmessungen der türkischen Richtlinie entsprechen. Da die türkische Richtlinie TRC 2007 die Berechnungsgrundlage von Sta4CAD darstellt, ist eine statisch dynamische Überprüfung durchgeführt worden. Die Eigenformen in beide Gebäude-richtungen werden in der unten angeführten Abbildung 47 und 50 dargestellt.



**Abbildung 47: Eigenformen -
kurze Gebäuderichtung (X) - Sta4CAD**



**Abbildung 48: Eigenformen -
lange Gebäuderichtung (Y) - Sta4CAD**

Die Berechnung der Eigenwerte, -frequenzen, -perioden etc. der Bauwerksstruktur erfolgen in dieser Bemessung programmgesteuert über ein integriertes Dynamikmodell der Finite Elemente Software RFEM. Die gewählte Methodik ist das elastische Antwortspektrum. Es werden je Eigenform Ersatzmassefaktoren bemessen und als Ersatzlasten für die Netzpunkte generiert. Um die dynamischen Kennwerte des Bauwerks aufzuzeigen, kann die unten angeführte Tabelle 18 begutachtet werden, diese Werte wurden durch Berechnung mit RFEM ermittelt. Grundsätzlich sind die ersten fünf Eigenformen von Bedeutung, die restlichen Eigenformen dienen zur Untersuchung.

Tabelle 18: Dynamische Kennwerte Bauwerk 1

E-Form	Eigenwert	Eigenkreisfrequenz	Eigenfrequenz	Eigenperiode
Nr.	λ [1/s ²]	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]
1	32,730	5,721	0,911	1,098
2	98,239	9,912	1,577	0,634
3	225,263	15,009	2,389	0,419
4	451,463	21,248	3,382	0,296
5	1398,137	37,392	5,951	0,168
6	1447,726	38,049	6,056	0,165
7	1486,382	38,554	6,136	0,163
8	1869,218	43,234	6,881	0,145
9	2079,091	45,597	7,257	0,138
10	2457,099	49,569	7,889	0,127
11	2594,566	50,937	8,107	0,123
12	2875,115	53,620	8,534	0,117
13	4077,161	63,853	10,162	0,098
14	4171,661	64,588	10,280	0,097
15	4689,796	68,482	10,899	0,092
16	4714,551	68,663	10,928	0,092
17	5086,769	71,322	11,351	0,088
18	5188,565	72,032	11,464	0,087
19	5298,165	72,788	11,585	0,086
20	5423,362	73,643	11,721	0,085

Die Globale Verformung beträgt unter der seismischen Einwirkung mit der Beschleunigung 0.4 G der Zone 1¹⁴ 115,4 mm. Eine genaue Darstellung der Verformungen und der Vergleich der Bauwerke untereinander erfolgt im Kapitel 10.8.

¹⁴ Zoneneinteilung siehe Kapitel 2.6

10.2 Bauwerk 2: Stahlbetonbau mit Mauerwerksausfachung

Das zweite zu untersuchende System stellt ebenfalls einen Stahlbetonskelettbau dar, jedoch werden in diesem Modell Wandscheiben eingeplant. Das Treppenhaus und der Aufzugsschacht werden als Kern geplant und sollen eine Verbesserung des derzeitigen Baucharakters darstellen. Die raumabschließenden Wände sind nichttragende Mauerwerksverbände. Die Mauerwerkswände werden nicht durch Fugen von angrenzenden Stahlbetonbauteilen entkoppelt. In der unten angeführten Abbildung 49 wird ein Regelgeschoss dargestellt. Das Bauwerk ist vollunterkellert, auf der nächsten Seite in Abbildung 50 ist die dreidimensionale Bauwerksstruktur dargestellt. Die Berechnung wurde mit der Finite Element Software (RFEM) durchgeführt. Die Stützenabmessungen betragen $b_x = b_y = 30 \text{ cm}$. Es wurde eine Flachdecke geplant, daher entfallen die Unterzüge. Die Mauerwerksausfachung weist eine Breite von 15 cm auf. Die Grenzwerte der Bauteildimensionen wurden nach TRC 2007 eingehalten. Die Stahlbetonscheiben weisen eine Breite von 30 cm auf.

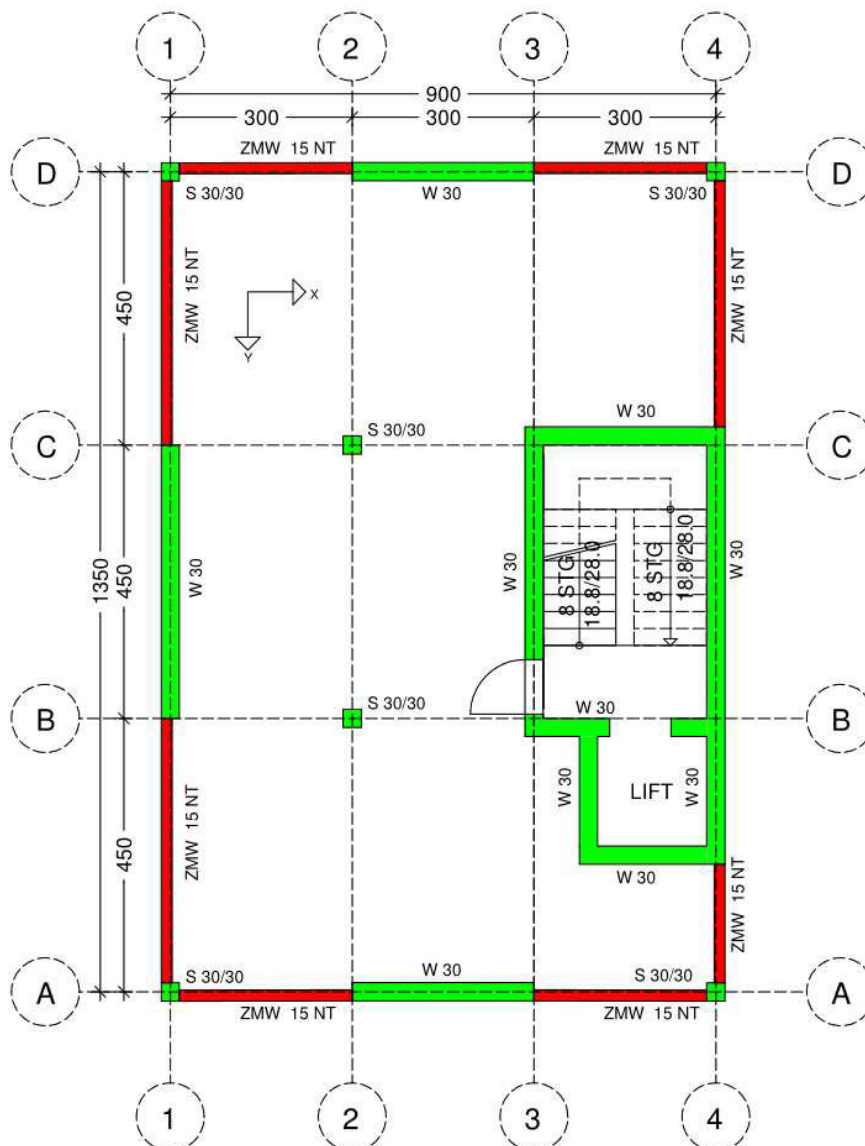


Abbildung 49: Regelgeschoss maßstablos

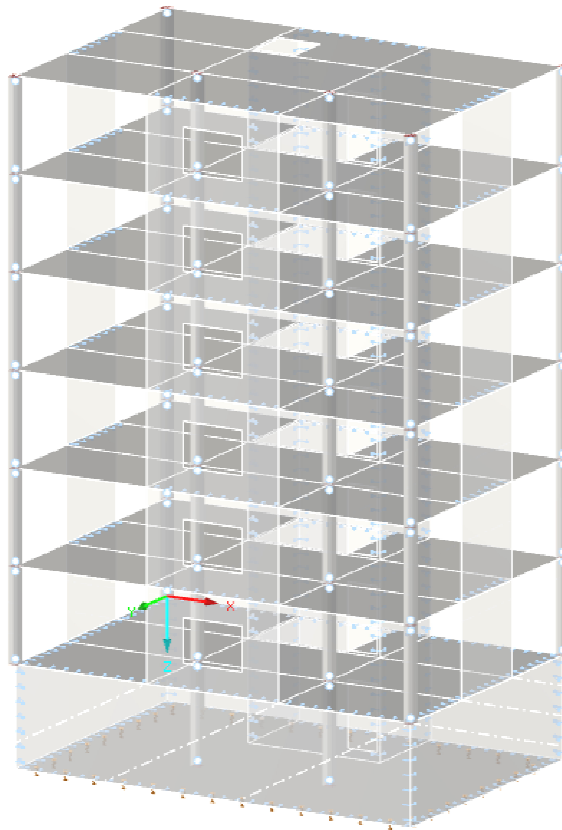
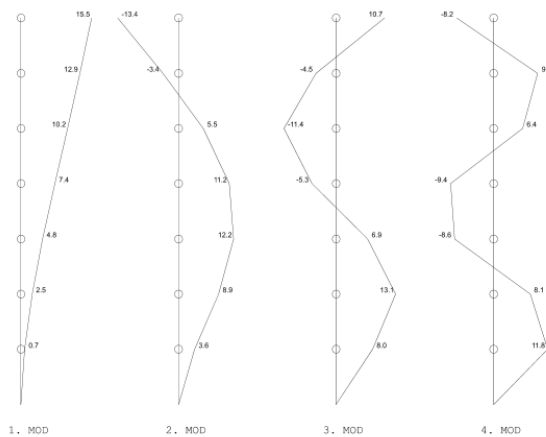
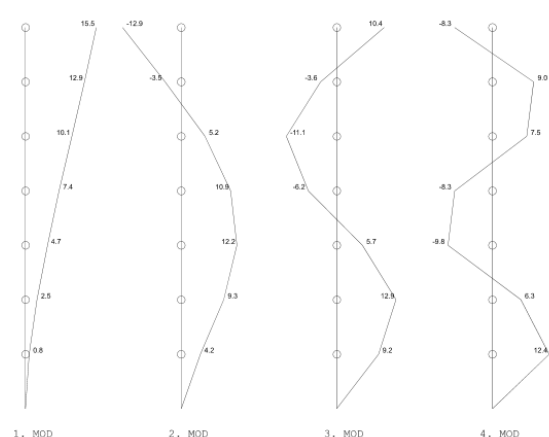


Abbildung 50: 3D Modellierung RFEM - DLUBAL

Die Auslegung des Bauwerks wurde mit der Statiksoftware Sta4CAD überprüft und untersucht, ob die Bauteilabmessungen der türkischen Richtlinie entsprechen. Da die türkische Richtlinie TRC 2007 die Berechnungsgrundlage von Sta4CAD darstellt, ist eine statisch dynamische Überprüfung durchgeführt worden. Die Eigenformen in beide Gebäude-richtungen werden in der unten angeführten Abbildung 51 und 52 dargestellt.



**Abbildung 51: Eigenformen -
kurze Gebäuderichtung (X) - Sta4CAD**



**Abbildung 52: Eigenformen -
lange Gebäuderichtung (Y) - Sta4CAD**

Die Berechnung der Eigenwerte, -frequenzen, -perioden usw. der Bauwerksstruktur erfolgen in dieser Bemessung programmgesteuert über ein integriertes Dynamikmodell der Finite Elemente Software RFEM. Die gewählte Methodik ist das elastische Antwortspektrum. Es werden je Eigenform Ersatzmassefaktoren bemessen und als Ersatzlasten für die Netzpunkte generiert. Um die dynamischen Kennwerte des Bauwerks aufzuzeigen, kann die unten angeführte Tabelle 19 begutachtet werden, diese Werte wurden durch Berechnung mit RFEM ermittelt. Grundsätzlich sind die ersten fünf Eigenformen von Bedeutung, die restlichen Eigenformen dienen zur Untersuchung.

Tabelle 19: Dynamische Kennwerte Bauwerk 2

E-Form	Eigenwert	Eigenkreisfrequenz	Eigenfrequenz	Eigenperiode
Nr.	λ [$1/s^2$]	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]
1	39,033	6,248	0,994	1,006
2	68,986	8,306	1,322	0,756
3	225,438	15,015	2,390	0,418
4	1022,737	31,980	5,090	0,196
5	1249,225	35,344	5,625	0,178
6	1268,148	35,611	5,668	0,176
7	1560,763	39,506	6,288	0,159
8	1800,755	42,435	6,754	0,148
9	1998,426	44,704	7,115	0,141
10	2222,200	47,140	7,503	0,133
11	2250,753	47,442	7,551	0,132
12	2285,587	47,808	7,609	0,131
13	2297,695	47,934	7,629	0,131
14	2299,043	47,948	7,631	0,131
15	2329,961	48,270	7,682	0,130
16	2379,213	48,777	7,763	0,129
17	2385,959	48,846	7,774	0,129
18	2388,023	48,867	7,777	0,129
19	2446,074	49,458	7,871	0,127
20	2725,280	52,204	8,309	0,120

Die Globale Verformung beträgt unter der seismischen Einwirkung mit der Beschleunigung 0.4 G der Zone 1¹⁵ 72 mm. Eine genaue Darstellung der Verformungen und der Vergleich der Bauwerke untereinander erfolgt im Kapitel 10.8.

¹⁵ Zoneneinteilung siehe Kapitel 2.6

10.3 Bauwerk 3: Reiner Stahlbetonbau

Das dritte Analysemodell stellt den Schottenbau dar, sämtliche Tragstrukturen sind Stahlbetonwände. Die nichttragenden Mauerwerksverbände des ersten und zweiten Bauwerks werden hier durch Stahlbetonwände ersetzt. Die raumabschließenden Wände sind somit Stahlbetonwände und weisen eine Stärke von 30 cm auf. In der unten angeführten Abbildung 53 wird ein Regelgeschoss dargestellt. Das Bauwerk ist vollunterkellert, auf der nächsten Seite in Abbildung 54 ist die dreidimensionale Bauwerksstruktur dargestellt. Die Berechnung wurde mit der Finite Element Software (RFEM) durchgeführt. Die Stützenabmessungen betragen $b_x = b_y = 30$ cm. Die Grenzwerte der Bauteildimensionen wurden nach TRC 2007 eingehalten.

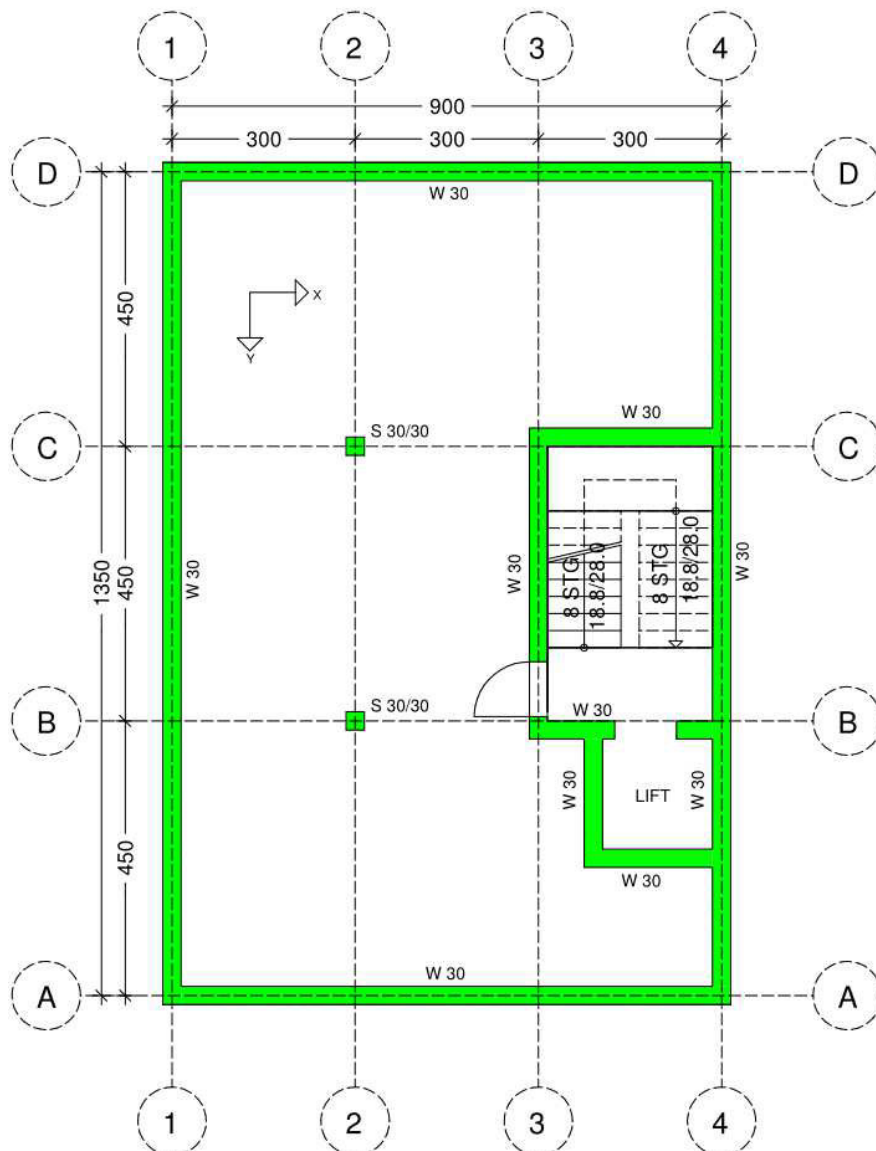


Abbildung 53: Regelgeschoss maßstablos

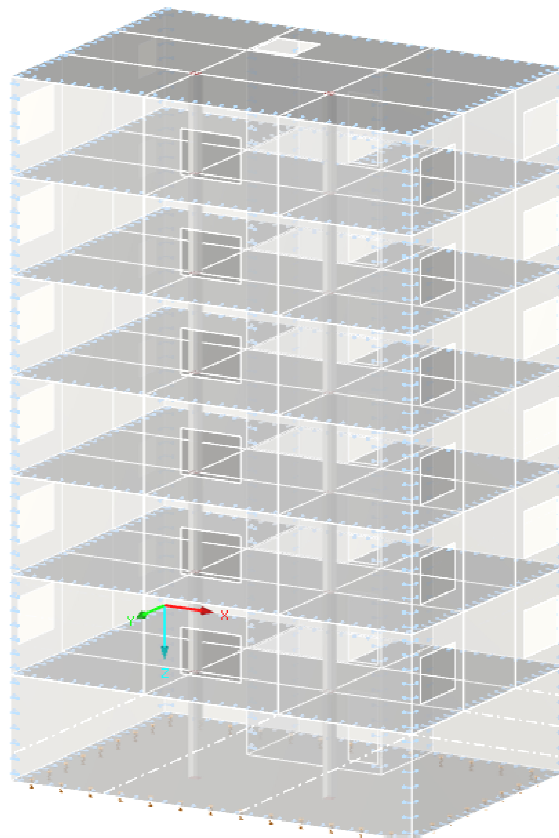


Abbildung 54: 3D Modellierung RFEM - DLUBAL

Die Auslegung des Bauwerks wurde mit der Statiksoftware Sta4CAD überprüft und untersucht, ob die Bauteilabmessungen der türkischen Richtlinie entsprechen. Da die türkische Richtlinie TRC 2007 die Berechnungsgrundlage von Sta4CAD darstellt, ist eine statisch dynamische Überprüfung durchgeführt worden. Die Eigenformen in beide Gebäude-richtungen werden in der unten angeführten Abbildung 55 und 56 dargestellt.

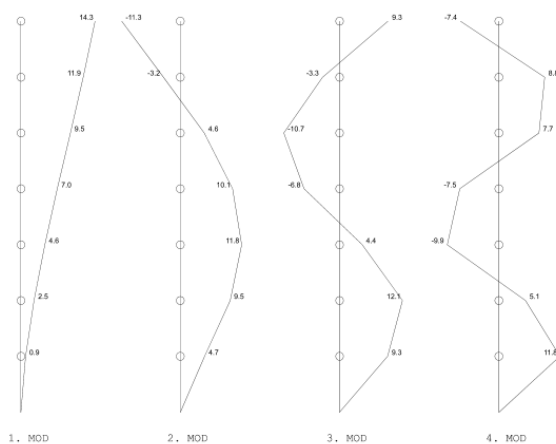


Abbildung 55: Eigenformen - kurze Gebäuderichtung (X) - Sta4CAD

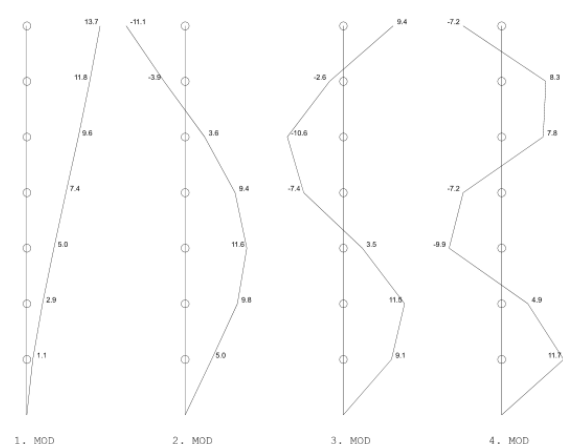


Abbildung 56: Eigenformen - lange Gebäuderichtung (Y) - Sta4CAD

Die Berechnung der Eigenwerte, -frequenzen, -perioden usw. der Bauwerksstruktur erfolgen in dieser Bemessung programmgesteuert über ein integriertes Dynamikmodell der Finite Elemente Software RFEM. Die gewählte Methodik ist das elastische Antwortspektrum. Es werden je Eigenform Ersatzmassefaktoren bemessen und als Ersatzlasten für die Netzpunkte generiert. Um die dynamischen Kennwerte des Bauwerks aufzuzeigen, kann die unten angeführte Tabelle 20 begutachtet werden, diese Werte wurden durch Berechnung mit RFEM ermittelt. Grundsätzlich sind die ersten fünf Eigenformen von Bedeutung, die restlichen Eigenformen dienen zur Untersuchung.

Tabelle 20: Dynamische Kennwerte Bauwerk 3

E-Form	Eigenwert	Eigenkreisfrequenz	Eigenfrequenz	Eigenperiode
Nr.	λ [1/s ²]	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]
1	73,384	8,566	1,363	0,733
2	142,450	11,935	1,900	0,526
3	586,073	24,209	3,853	0,260
4	1283,417	35,825	5,702	0,175
5	2027,345	45,026	7,166	0,140
6	2362,230	48,603	7,735	0,129
7	2488,663	49,887	7,940	0,126
8	3294,651	57,399	9,135	0,109
9	4212,732	64,906	10,330	0,097
10	5412,746	73,571	11,709	0,085
11	5672,235	75,314	11,987	0,083
12	5975,223	77,300	12,303	0,081
13	6118,551	78,221	12,449	0,080
14	6201,569	78,750	12,533	0,080
15	6598,609	81,232	12,928	0,077
16	6649,359	81,544	12,978	0,077
17	6681,475	81,740	13,009	0,077
18	6690,712	81,797	13,018	0,077
19	6878,668	82,938	13,200	0,076
20	7250,491	85,150	13,552	0,074

Die Globale Verformung beträgt unter der seismischen Einwirkung mit der Beschleunigung 0.4 G der Zone 1¹⁶ 35,6 mm. Eine genaue Darstellung der Verformungen und der Vergleich der Bauwerke untereinander erfolgt im Kapitel 10.8.

¹⁶ Zoneneinteilung siehe Kapitel 2.6

10.4 Bauwerk 4 : Stahlbetonskelettbau ohne Mauerwerksausfachung

Das Bauwerk 4 ist ident mit dem Bauwerk 1, jedoch wird hier bei der Berechnung mittels der Finite Element Software (RFEM) die nichttragende Mauerwerksausfachung als eine vertikale Last angenommen. Die Untersuchung soll aufzeigen, ob bei der Modellierung ohne Mauerwerkswände unterschiedliche Ergebnisse erhalten werden.

Diese Variante (siehe Abbildung 57) hat in der Realität eine idente Ausführung wie das Bauwerks 1. Jedoch wird hier die Berechnung ohne Ausfachung durchgeführt.

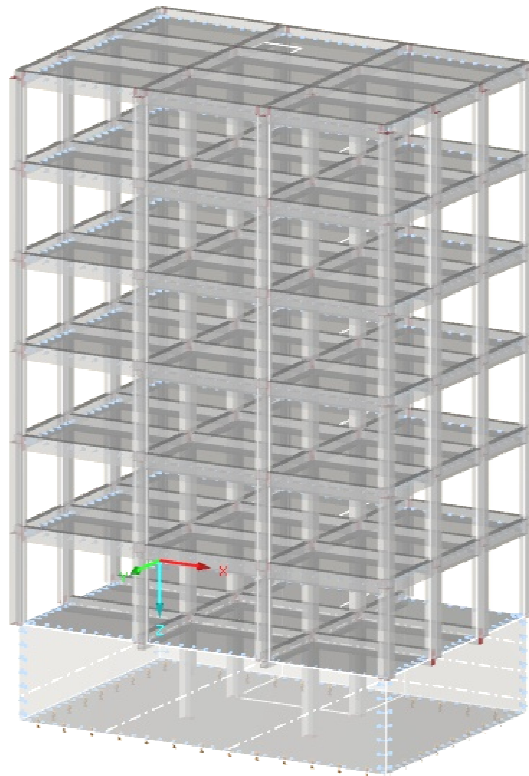


Abbildung 57: 3D Modellierung RFEM - DLUBAL

Die Globale Verformung beträgt unter der seismischen Einwirkung mit der Beschleunigung 0.4 G der Zone 1¹⁷ 121,2 mm. Eine genaue Darstellung der Verformungen und der Vergleich der Bauwerke untereinander erfolgt im Kapitel 10.8.

¹⁷ Zoneneinteilung siehe Kapitel 2.6

10.5 Bauwerk 5: Tragender Mauerwerksbau

Laut der türkischen Richtlinie ist in der Zone 1 ein Mauerwerksbau bis zwei Obergeschosse zulässig. In der unten angeführten Tabelle 21 ist eine Gegenüberstellung der Einschränkungen von Mauerwerksbauten von EN 8 und TRC 2007 dargestellt. Bauwerke mit bewehrtem Mauerwerk werden im TRC 2007 nicht behandelt. Der reine Mauerwerksbau bzw. bewehrte Mauerwerksbau im sozialen Wohnbau ist vielen Behörden unbekannt und kommt selten bis gar nicht zur Ausführung. Um aber auf einer 600m² großen Baufäche ein „fünfstöckiges Bauwerk“ zu errichten und bei Vermietung oder Verkauf einen hohen Gewinn zu erlangen, werden Stahlbetonskelettbauten statt Mauerwerksbauten errichtet.

Tabelle 21: Entwurfsbedingung- TRC 2007 vs EN 1998 für Mauerwerksbauten in Erdbebenzonen

Zone	Istanbul							
	1	2		3	4	5		
g	A ≥ 0,4 g	0,3 ≤ A < 0,4 g		0,2 ≤ A < 0,3 g		0,1 ≤ A < 0,2 g		A < 0,1 g
[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]		[m/s ²]		[m/s ²]		[m/s ²]
9,81	3,92	2,94	3,92	1,96	2,94	0,98	1,96	0,98
TRC 2007 n _{max} =	2	3		3		4		-
EN 1998 n _{max} =	Nicht anwendbar	Nicht anwendbar		Nicht anwendbar		3		4
						Aw= 5%		Aw= 5%
Aw= Mindestsumme der Querschnittsflächen von Horizontalen Schubwänden in jeder Richtung als Prozentsatz der Geschossfläche								

Da Istanbul in die Erdbebenzonen 1 und 2 eingeteilt wird und die Richtlinie TRC einen Mauerwerksbau von mehr als zwei Obergeschossen untersagt, kann im Rahmen dieser Arbeit kein Bauwerk mit der Dimension der Bauwerke 1 bis 3 modelliert bzw. behandelt werden.

In Anbetracht der Baukultur kann behauptet werden, dass eine Mischbauweise mit tragendem Mauerwerk und Stahlbetonbau selten bis gar nicht umgesetzt wird. Aus diesem Grund wird ebenfalls das tragende Mauerwerk in Mischform mit Stahlbetonbau nicht behandelt.

10.6 Allgemeines zur Preisermittlung und Erdbebenperformance

In der nachfolgenden Kalkulation werden nach den Angaben der Baufirmen die Rohbaukosten dargestellt. Um einen Vergleich zu erbringen, werden nur tragende Bauteile in die Kalkulation aufgenommen.

Die Stahlbetonbauteile bilden in der Schottenbauweise (Bauwerk 3) den Raumabschluss der Außenwände. Daher wird auch bei Bauwerk 1 und 2 der Raumabschluss mitkalkuliert, damit ein aussagekräftiger Vergleich durchgeführt werden kann. Da es sich um fiktive Bauten handelt und die kalkulierte Bausumme nur als Vergleich der Bauten untereinander dient, werden keine anderwärtigen Positionen in die „grobe Kalkulation“ aufgenommen. Aufgrund der Tatsache, dass es sehr schwierig war, die Preise für die Kalkulation zu erhalten, wurde die jeweilige Kalkulation auf Basis der derzeitigen Preise und Löhne inländischer Unternehmen durchgeführt.

Im Wettbewerb könnte diese Kalkulation zwar nicht akzeptiert werden, jedoch dient diese Kostenaufstellung im Rahmen dieser Arbeit ausschließlich zur Verdeutlichung des Verständnisses der türkischen Baukultur im Sinne einer „ökonomischen“ Denkweise des türkischen Bauherrn und ist somit ausreichend. Eine präzise Preisermittlung der einzelnen Projekte würde die Summe nur gering verändern. Da die Baufirmen aus Konkurrenzgründen die Kalkulationsgrundlagen nicht veröffentlichen, ist eine detaillierte Kalkulation nicht durchführbar.

Zwar senkt die Einsparung der Stahlbetonscheiben die Rohbaukosten, jedoch sinkt die seismische Performance des Bauwerks drastisch ab. Die Verformungen der Bauwerke sind im Kapitel 10.8 dargestellt.

Wenn man bedenkt, dass die Bodenbeschleunigung in Österreich mit ca. **0,8 m/s²** angesetzt wird und scheiben- bzw. kernlose Bauten unrealisierbar sind, stellt sich die Frage der Plausibilität der Scheiben und kernlosen Bauten in Istanbul, wo die Bodenbeschleunigung in der Zone 1 **3,9 m/s²** beträgt.

Der Bauherrnansatz für die schlüsselfertige Kalkulation beträgt nach unterschiedlicher Qualität der eingesetzten Materialien zwischen 650 und 750 Türkische Lira (TL) /m². Nach dem Manifest des Ministeriums für Umwelt und Städtebau ist der schlüsselfertige Preisermittlungsansatz in der unten angeführten Tabelle 22 dargestellt:

Tabelle 22: Schlüsselfertige Kalkulationsansatz [26]

Bauten Klassifizierung	Begriffserklärung	TL/ m ²
Klasse III - Gruppe A	Wohnbauten bis zu vier Stockwerke ohne Aufzugsanlagen	490
Klasse III - Gruppe B	Wohnbauten mit Aufzugsanlagen	585
Klasse IV - Gruppe A	Wohnbauten ab einer Höhe von 21,5 m mit Aufzugsanlagen	650
Klasse IV - Gruppe B	Hochwertige Wohnbauten mit Aufzugsanlagen	730

10.7 Preisermittlung

Die nachfolgenden Tabellen 23 bis 25 stellen die Preisermittlung der einzelnen Bauwerke dar. Die Lohnkosten und Materialkosten des Mauerwerks sind im Vergleich zum Stahlbeton geringer, dadurch wird in Istanbul die Mauerwerksausfachung sehr gerne eingesetzt.

Die folgende Tabelle 23 stellt die Preisermittlung für das Bauwerk 1 dar:

Tabelle 23: Bauwerk 1- Stahlbetonskelettbau

Bauteil Nr.	Geschoß	Bauteil	Breite [m]	Länge [m]	Höhe [m]	Fläche [m²]	Kubatur[m³]
1	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
2	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
3	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
4	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
5	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
6	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
7	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
8	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
9	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
10	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
11	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
12	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
13	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
14	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
15	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
16	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,2	0,3	3	3,6	0,18
17	Regelgeschoß	Decke	0,2	13,5	9	109,35	24,3
						237,6	28,53
Aussenwand-Ausfachung		NT ZM	0,15	55,5	3	166,5	24,975
Bauwerk 1							
Geschoss Anzahl über Erdreich:				6			
Ziegelmauerwerk		24,98	Position TL / m³	90,00	TL Pro Geschoß	2 247,75	Gesamt [Lira] 13 486,50
Beton Kubatur		28,53	Position TL / m³	100,00	TL Pro Geschoß	2 853,00	Gesamt [Lira] 17 118,00
Bewehrung 120kg/m³		3,42	Position TL / t	1 450,00	TL Pro Geschoß	4 964,22	Gesamt [Lira] 29 785,32
Schalung		166,95	Position TL / m²	55,00	TL Pro Geschoß	9 182,25	Gesamt [Lira] 55 093,50
Lohnkosten Schalung		166,95	Position TL / Einheit	55,00	TL Pro Geschoß	9 182,25	Gesamt [Lira] 55 093,50
Lohnkosten Bewehrung		3,42		55,00		188,30	1 129,79
Lohnkosten Betonieren		28,53		50,00		1 426,50	8 559,00
Lohnkosten Mauern		166,50		45,00		7 492,50	44 955,00
Summe [TL]				225 220,61			

Rohbau Kalkulation	
TL/ m²	308,94
Euro/ m²	123,58

Ansatz für Schlüsselfertige Kalkulation	
Lira/ m²	850
Euro/ m²	340,00

Die folgende Tabelle 24 stellt die Preisermittlung für das Bauwerk 2 dar:

Tabelle 24: Bauwerk 2- Stahlbetonbau mit Mauerwerksausfachung

Bauteil Nr.	Geschoß	Bauteil	Breite [m]	Länge [m]	Höhe [m]	Fläche [m ²]	Kubatur[m ³]
1	Regelgeschoß	Wand 30cm	0,3	3	3	9	2,7
2	Regelgeschoß	Wand 30cm	0,3	3	3	9	2,7
3	Regelgeschoß	Wand 30cm	0,3	4,5	3	13,5	4,05
4	Regelgeschoß	Wand 30cm	0,3	3	3	9	2,7
5	Regelgeschoß	Wand 30cm	0,3	4,5	3	13,5	4,05
6	Regelgeschoß	Wand 30cm	0,3	3	3	9	2,7
7	Regelgeschoß	Wand 30cm	0,3	6,5	3	19,5	5,85
8	Regelgeschoß	Wand 30cm	0,3	2	3	6	1,8
9	Regelgeschoß	Wand 30cm	0,3	2	3	6	1,8
10	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
11	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
12	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
13	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
14	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
15	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
16	Regelgeschoß	Decke	0,2	13,5	9	109,35	24,3
						237,6	54,27
Aussenwand-Ausfachung		NT ZM	0,15	30	3	90	13,5
Geschoss Anzahl über Erdreich:				6			
		Position TL/ m ³	TL Pro Geschoß	Gesamt [Lira]			
Ziegelmauerwerk	13,50	90,00	1 215,00	7 290,00			
		Position TL/ m ³	TL Pro Geschoß	Gesamt [Lira]			
Beton Kubatur	54,27	100,00	5 427,00	32 562,00			
		Position TL/ t	TL Pro Geschoß	Gesamt [Lira]			
Bewehrung 100kg/m ²	5,43	1 450,00	7 869,15	47 214,90			
		Position TL/ m ²	TL Pro Geschoß	Gesamt [Lira]			
Schalung	319,95	55,00	17 597,25	105 583,50			
		Position TL/ Einheit	TL Pro Geschoß	Gesamt [Lira]			
Lohnkosten Schalung	319,95	55,00	17 597,25	105 583,50			
Lohnkosten Bewehrung	5,43	55,00	298,49	1 790,91			
Lohnkosten Betonieren	54,27	50,00	2 713,50	16 281,00			
Lohnkosten Mauern	90,00	45,00	4 050,00	24 300,00			
Summe [TL]				340 605,81			

Rohbau Kalkulation			
TL/ m ²			
467,22			
Euro/ m ²			
186,89			

Ansatz für Schlüsselfertige Kalkulation			
Lira/ m ²			
850			
Euro/ m ²			
340,00			

Bauwerk 2

Die folgende Tabelle 25 stellt die Preisermittlung für das Bauwerk 3 dar:

Tabelle 25: Bauwerk 3- Schottenbau

Bauteil Nr.	Geschoß	Bauteil	Breite [m]	Länge [m]	Höhe [m]	Fläche [m²]	Kubatur[m³]
1	Regelgeschoß	Wand30cm	0,3	9	3	27	8,1
2	Regelgeschoß	Wand30cm	0,3	9	3	27	8,1
3	Regelgeschoß	Wand30cm	0,3	13,5	3	40,5	12,15
4	Regelgeschoß	Wand30cm	0,3	13,5	3	40,5	12,15
5	Regelgeschoß	Wand30cm	0,3	3	3	9	2,7
6	Regelgeschoß	Wand30cm	0,3	4,5	3	13,5	4,05
7	Regelgeschoß	Wand30cm	0,3	3	3	9	2,7
8	Regelgeschoß	Wand30cm	0,3	2	3	6	1,8
9	Regelgeschoß	Wand30cm	0,3	2	3	6	1,8
10	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
11	Regelgeschoß	Stütze 30cm/30cm	0,3	0,3	3	3,6	0,27
12	Regelgeschoß	Decke	0,2	13,5	9	109,35	24,3
Summe						295,05	78,39

Geschoss Anzahl über Erdreich:		6		
	Position TL / m³	TL Pro Geschoß	Gesamt [Lira]	
Beton Kubatur [m³]	78,39	100,00	7 839,00	47 034,00
	Position TL / t	TL Pro Geschoß	Gesamt [Lira]	
Bewehrung 100kg/m³	7,84	1 450,00	11 366,55	68 199,30
	Position TL / m²	TL Pro Geschoß	Gesamt [Lira]	
Schalung	473,55	55,00	26 045,25	156 271,50
	Position TL / Einheit	TL Pro Geschoß	Gesamt [Lira]	
Lohnkosten Schalung	473,55	55,00	26 045,25	156 271,50
Lohnkosten Bewehrung	7,84	55,00	431,15	2 586,87
Lohnkosten Betonieren	78,39	50,00	3 919,50	23 517,00
Summe [TL]				453 880,17

Rohbau Kalkulation	
TL/ m²	622,61
Euro/ m²	249,04

Ansatz für Schlüsselfertige Kalkulation	
Lira/ m²	850
Euro/ m²	340,00

Im unten angeführten Diagramm 1 werden die einzelnen Rohbaukosten dargestellt. Bei einem Preisermittlungsgrundsatz von 850 Türkischen Lira pro m² werden vom Bauwerk 2 54,97 % und vom Bauwerk 3 73,25 % ausgeschöpft. Dies zeigt, dass aufgrund der Preise die Baustruktur des Bauwerkes 1 gewählt wird.

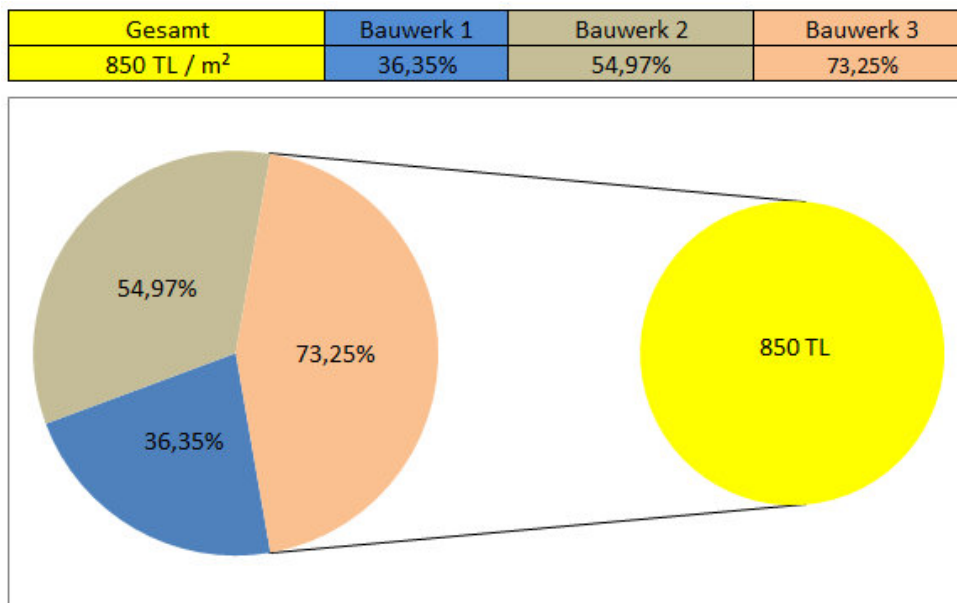


Diagramm 1: Preisvergleich

10.8 Globale Verformungen

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergeben sich im Erdbebenfall nach EN 1998-1 mit dem Belastungsansatz $G + 0,3 P$ in der Zone 1 (0,4 G) folgende Verformungen. Im Diagramm 2 ist es ersichtlich, dass die Bauwerke 1 und 4 die größten Verformungen aufweisen. Das Bauwerk 4 weist eine 5,8 mm höhere Verformung auf als Bauwerk 1. Dies bedeutet, dass die Berechnung mittels Finite Elemente Programmen mit oder ohne Mauerwerksausfachung unterschiedliche Ergebnisse liefert. Daher ist es notwendig, die nichttragende Mauerwerksausfachung zu berücksichtigen und nicht nur als eine vertikale Last anzusetzen. Das Bauwerk 2 ermöglicht die Aufnahme der Erdbebenkräfte durch ihre Scheiben und weist folglich eine geringere Verformung auf. Das Bauwerk 3 stellt das Objekt mit der höchsten Erdbebenperformance dar, die Verformung ist mit 35,6 mm begrenzt. Einen Vergleich der Globalen Verformungen im Erdbebenfall illustriert das folgende Diagramm 2. Die einzelnen Verformungen der Deckenebenen der unterschiedlichen Bauwerke kann aus Diagramm 3 entnommen werden.

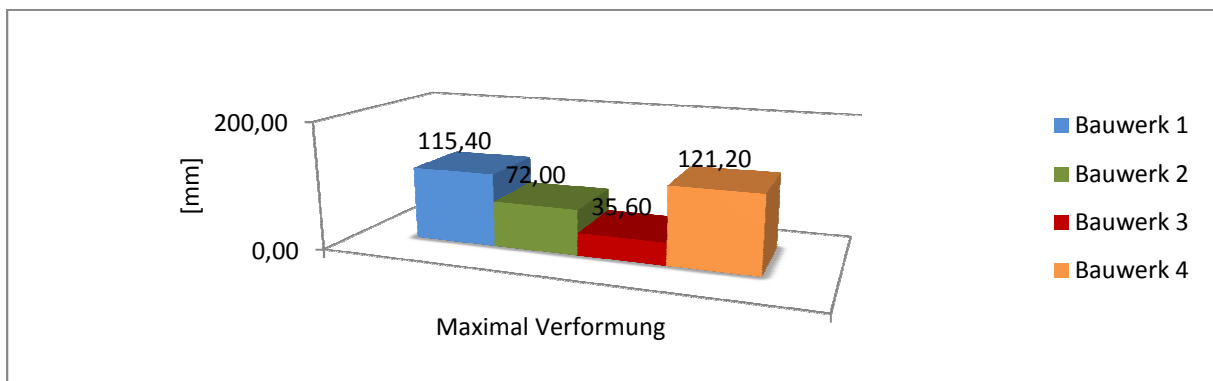


Diagramm 2: Maximal Verformung der Bauwerke

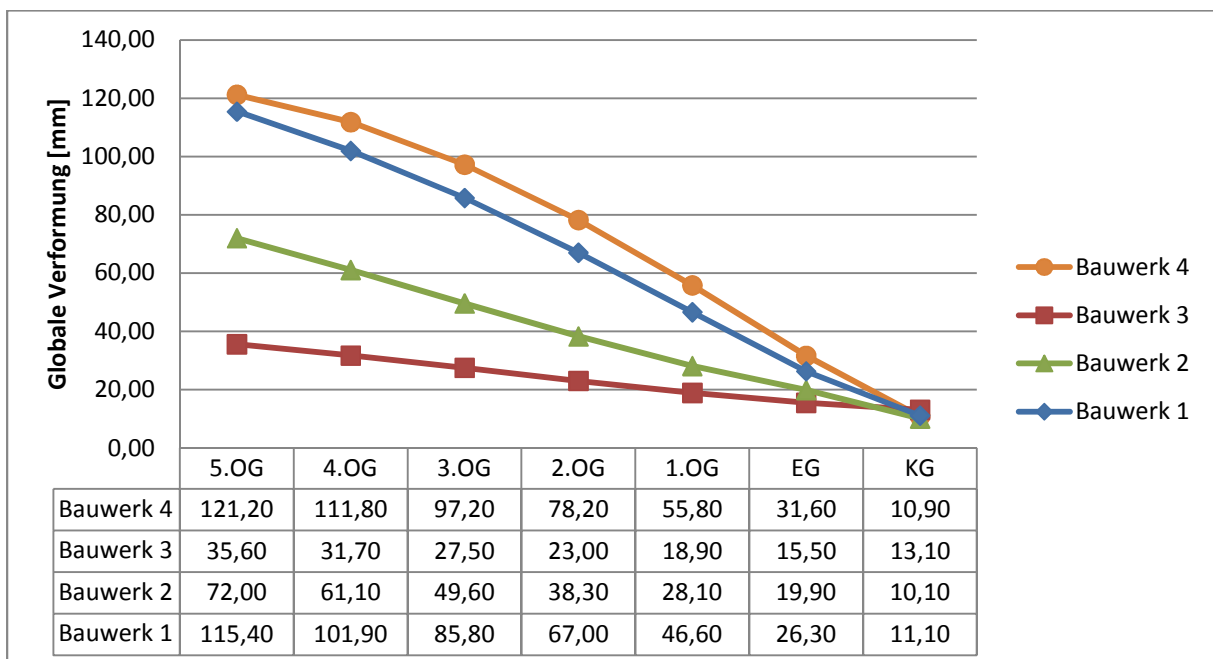


Diagramm 3: Verformungen der Deckenebene

11. Resümee

Bauablauf und Genehmigungsverfahren:

- Um einen reibungslosen Bauablauf zu gewährleisten und die Kontrollaufsicht zu verschärfen, ist eine unabhängige Bauüberprüfung notwendig. Die Behörde sollte dem Bauherrn bzw. Baumeister die Bauüberprüfung vorschreiben. Folglich hätten die Baumeister nicht die Möglichkeit, sich eine bekannte Bauüberprüfung auszusuchen und bestimmte „Toleranzen“ auszuhandeln.
- Ein Miteinbeziehen eines weiteren Zivilingenieurs zur Durchführung der Prüfstatik ist vorteilhaft und von großer Bedeutung.

Bauwerksentwurf und -analyse:

- Wie aus den Verformungsdiagrammen ersichtlich ist, werden bei Variante 1 die seismischen Kräfte durch eine erhöhte Verformung kompensiert. Eine Möglichkeit, die Verformungen zu beschränken und folglich den Schaden im Erdbebenfall zu minimieren, ist die Versteifung des Objektes. Durch die Einplanung günstig gewählter Scheiben kann einerseits die Verformung beschränkt und die Aufnahme der Erdbebenkräfte durch die Gebäudesteifigkeit gewährleistet werden.
- Die gesamte Tragstruktur aus Stahlbeton (Ortbeton oder Fertigteile) zu errichten, wäre erst nach „Wachstum“ der Fertigteilindustrie möglich. Um die Schadensanfälligkeit zu minimieren und die Horizontallasten zu kompensieren, können auch weniger Wandscheiben als in Variante 3 geplant werden.

Modellierung mittels Finite Element Software:

- Beim Stahlbetonskelettbau muss die Mauerwerksausfachung nicht nur als eine statische Last sondern als eine Veränderung der Tragstruktur angesehen werden. Die nichttragenden Mauerwerkswände werden zwar bei der Abtragung der horizontalen Lasten nicht berücksichtigt, jedoch nehmen sie, abhängig von ihrer Dimension eine bestimmte horizontale Last ab. Wenn aber davon ausgegangen wird, dass diese Mauerwerkswände als nichttragend ausgelegt werden und bei einer Zerstörung eine Kraftumlagerung stattfindet, bewirkt dies eine zusätzliche Beeinträchtigung des Primärtragwerks. Die Verformungen sind somit unterschiedlich und nicht realitätsnah. Des Weiteren ist die Errichtung der Bauwerke in Stahlbetonskelett äußerst bedenklich, da die Stützen mit den Unterzügen und Decken als biegesteife Elemente modelliert und ausgeführt werden müssen. Aus bautechnischer Sicht ist die Planung einer Stahlbetonscheibe und Gelenkstützen im Vergleich zu biegesteifen Knoten deutlich einfacher und sicherer.

Richtlinie zur Erdbebenauslegung:

- Eine striktere Richtlinie zum Beispiel als Anhang zur TRC 2007 wäre sinnvoll. Hier wäre Raum, um Vorschriften zur Steifigkeitserhöhung des Bauwerks durch Wand-scheiben zu verankern.
- Lösungsansatz: Die Verschärfung der Richtlinie TRC 2007 in Anlehnung an die europäische Normgruppe EN 1998 ist zwingend.

Allgemeiner Ansatz zur Reform:

- Da im Zuge der Stadterneuerung sämtliche erdbebenunsichere Bauwerke abgerissen und neue erdbebengerechte Wohnhäuser errichtet werden, wäre es vorteilhafter, Scheiben einzuplanen. Die Preisermittlung zeigt, dass die Kosten mit oder ohne Scheiben nicht sehr stark voneinander abweichen, die Erdbebenperformance jedoch schon. Da die Bestandsbauten ohnehin abgerissen und neu errichtet werden, wäre es sinnvoll, die Bauten mit Stahlbetonscheiben zu planen und dies in der Richtlinie TRC zu verankern.

12. Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wird der erdbebengerechte soziale Wohnbau in Istanbul behandelt. Für das Verständnis der Thematik werden Themenbereiche des Erdbebens, die für die Ausführungen in dieser Arbeit Relevanz haben, kurz erläutert. Weiters wird die erdbebengerechte Bebauung, Planung und ihre immense Bedeutung im Bauwesen beschrieben. Dabei werden verschiedene Bauwerkseigenschaften diskutiert und die Beeinflussung der Erdbebensicherheit aufgezeigt.

Bauten, die einen Kollaps oder schwere Schäden erlitten haben, besonders beim sogenannten Marmara Erdbeben im Jahr 1999, weisen viele Mängel sowohl in der Planung als auch in der Ausführung auf. Nach Angaben des Ministeriums für Umwelt und Städtebau der Republik Türkei bestehen ca. 19 Millionen soziale Wohnbauten. 14 Millionen Bauwerke, die vor dem Jahre 2000 errichtet wurden, sind nach ihrer Erdbebensicherheit zu überprüfen, folglich zu ertüchtigen bzw. abzureißen. Dabei weisen die Bestandsbauten keine dynamische Berechnung auf, weiche Geschosse oder ungünstige Grundrissformen sind dabei nicht auszuschließen.

Der derzeitige soziale Wohnbau macht eine bedeutende Entwicklung durch und folglich werden diese Bauten anhand dieser Arbeit behandelt. Durch diese soll einerseits ein Einblick in die türkische Baukultur und ihre Entwicklung ermöglicht werden und andererseits die Erdbebenperformance sowie die wirtschaftliche Rentabilität des sozialen Wohnbaues aufzeigen.

Drei verschiedene Bauwerke wurden entworfen, mit der Behörde in Istanbul abgestimmt und nach ihrer seismischen Performance überprüft. Das erste Bauwerk stellt einen Stahlbetonskelettbau ohne Wandscheiben dar. Die Tragstruktur entspricht dem traditionellen Baucharakter in Istanbul. Die weiteren zwei Bauwerke dienen einer möglichen Verbesserung hinsichtlich der Erdbebensicherheit. Das zweite Bauwerk stellt ebenfalls einen Stahlbetonskelettbau dar, jedoch werden im zweiten Modell Wandscheiben eingeplant. Das Treppenhaus und der Aufzugsschacht werden als Kern geplant und sollen eine Verbesserung des derzeitigen Baucharakters darstellen. Das dritte Bauwerk stellt den Schottenbau dar, sämtliche Tragstrukturen sind Stahlbetonwände. Das erste Bauwerk weist die größten Verformungen im Vergleich zu den restlichen Bauwerken auf. Die Verformungen, die man in der Zone 1 in Istanbul mit einer Bodenbeschleunigung von 0,4 G erhält, betragen 115,4 mm. Die Verformungen der übrigen Bauwerke sind weit unter diesem Wert. Um die Globalen Verformungen und den möglichen Schaden im Erdbebenfall zu minimieren sind Wandscheiben durchaus sinnvoll.

Für die einzelnen Bauwerke ist ebenfalls eine Preisermittlung durchgeführt worden. Der Vergleich der Objekte untereinander in Bezug auf ihre Erdbebenperformance und ihre Rohbaukosten zeigt, dass durch eine geringe Erhöhung der Bausumme pro m² die Performance gesteigert werden kann.

Es wird ebenfalls aufgezeigt, dass bei der Untersuchung des Bauwerks mit oder ohne Ausfachung in der Modellierung unterschiedliche Verformungen und dynamischen Kennwerte resultieren.

13. Quellenverzeichnis

- [1] Titel: Naturkatastrophen , Wirbelstürme, Beben, Vulkanausbrüche- Entfesselte Gewalten und ihre Folgen
Autor: Schwanke K., Podbregar N., Lohmann D.,
Verlag: Springer 2009

- [2] Titel: Deprem ile Yasamak
Autor: Unbekannt
Verlag: Dünya 2003

- [3] Quelle: ITI, Institut für Architekturwissenschaften Tragwerksplanung und Ingenieurholkbau der Tu Wien
o.Univ.Prof. DDI Wolfgang Winter
Autor: Unbekannt
Verlag: Studienunterlagen 2011

- [4] Seismic Hazard Map; USGS National Seismic Hazard Maps, Data, and Documentation,
<http://earthquake.usgs.gov/research/hazmaps/>
Login: 08.02.2013 Uhrzeit: 21:00

- [5] Titel: Erdbeben - Seismologische Grundlagen, Risiko in der Schweiz, Erfassung in den SIANormen,
Autor: Rene Steiger,
Ausgabe durch: EMPA

- [6] Titel: Seismic Design For Architects,
Autor: Andrew Charleson,
Verlag: Elsevier Linacre House 2008

- [7] Titel: Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten –Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden
Autor: Hugo Bachmann
Verlag: Richtlinien des BEG 2002

- [8] Quelle: Institut für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung, , Studienblätter Erbebenbemessung
Autor: Dipl.-Ing. Dr. techn. Christian Schranz,
Ausgabe: Studienblätter Erbebenbemessung 2011

- [9] Quelle: Fachgebiet Massivbau Beuth Hochschule für Technik Berlin
Autor: Prof. Dr.-Ing. M. Rösler
Ausgabe: Studienblätter Austeifung

- [10] Titel: Leitfaden für Erdbebensicheres Bauen
 Autor: Tissieres, Reviewers, Bachmann, Uldry
 Verlag: 2000 Reapl Sion Swiss Report 99.06
- [11] Quelle: EE- Eigene Erstellung
 Autor: Mehmet Celik, BSc
- [12] Amt für Naturkatastrophenschutz- Institut für Erdbebenforschung Ankara Türkei
<http://www.deprem.gov.tr> Login am 31.03.2013 MEZ 16:41
- [13] <http://www.angelfire.com> Login am 31.03.2013 MEZ 19:08
- [14] <http://blog.wiorny-interiors.de> Login am 31.03.2013 MEZ 19:52
- [15] Titel: Erdbeben in Istanbul/Avcilar Erdbebensicheres Bauen
 Autor: Akyokus G., Köhler M.
 Verlag: 2000 Diplomarbeit/ Fakultät Architektur
- [16] TU Graz Fachbereich Geologie
 Vortrag : Fladerer- Studienunterlagen
 Download: http://geol43.uni-graz.at/07S/650137/vortraege/Michaela_Fladerer.pdf
 Login am 31.03.2013 MEZ 16:41
- [17] <http://www.hpmartin.net> login 31.03.2013 21:00
- [18] <http://blog.wiorny-interiors.de/tag/wegener/> login 31.03.2013 21:00
- [19] Titel: Bauten in Erdbebengebieten- Structures in seismic regions
 Autor: Prof.Dr.Ing. Rudolf Damrath
 Verlag: Berlin-
 Technische Universität Berlin, Massachusetts Institut of Technology
- [20] EN 1998-1: 2011.06.15 Auslegung von Bauten gegen Erdbeben
 Medieninhaber und Hersteller: Austrian Standards Institute/ Österreichisches
 Normungsinstitut (ON) Heinestraße 38, 1020 Wien
- [21] Publikation;
 Ingenieurbüro für Bauwerksertüchtigung, Erdbebenforschung und
 Bauwerksuntersuchung
 UGUR OFLAZ [www.http://uguroflaz.com.tr](http://uguroflaz.com.tr) LOGIN 23.01 13 23uhr
- [22] Titel: Fotoğraflara Deprem Kuvvetlerin Karsisinda Yapilarin gösterdigi Davranislar
 Autor: E. Cilgin, B.Biliktü, S. Ofset, T.Cilt, Repar, Kanküs Ajans.
 Verlag: 2000, Unbekannt

- [23] Titel: Deprem Güvenli Konut Sempozyumu
Autor: Teoman Aktüre, Murat Darkip
Verlag: 1999, Mensa Yayinlari
- [24] Unterlagen und Präsentationsunterlagen vom Ministerium für Umwelt und Städtebau der Republik Türkei (Übersetzt)
- [25] Richtlinie für Bauten in Erdbebenzonen TRC 2007 (Übersetzt)
Medieninhaber und Hersteller: Ministry of Public Works and Settlement Government of Republic of Turkey.
- [26] Manifest (Tebliğ)- Nr. 28627 24042013
Medieninhaber und Hersteller: Ministerium für Umwelt und Städteplanung der Republik Türkei
(TR) Mimarlık ve Mühendislik Hizmet Bedellerinin Hesabında Kullanılacak 2013 Yılı Yapı Yaklaşık Birim Maliyetleri Hakkında Tebliğ
<http://www.csb.gov.tr> login 11.07.2013 18:42
- [27] Titel: Structural Characteristics of Turkish RC Building Stock in Northern Marmara Region for Loss Assessment Applications
Autor: Ihsan Engin Bal, Helen Crowley, Rui Pinho, F. Gülten Gülay
Verlag: 2007, Rose School- IUSS Press Eucentre
- [28] Titel: Deprem Semineri I
Referent- Autor: Tanvir Wasti, Polat Gülkan, Mete A. Sözen, Mehmet Utku, Haluk Sucuoglu, Ruhi Aydın, Hasan Gönen, Bekir Todcu
Verlag: 1999- ÖDTÜ, ÖGÜ, TMMOB
- [29] Titel: Deprem Güvenli Binalar – Seismic Safty of Buildings
Autor: Lütfi Altun, Metin İlkisik, Hamit Yildirim, Cemal Gökce, Rezan Bulut Nusret Suna, Igemar Saevfors, Kerem Basul, Murat Aktas, Mehrnaz Baylan
Verlag: 2004 – Maya Basın Yayın
- [30] Titel: Deprem -FayMekanizmasi-Deprem Olusumu- Yapilasma- Korunma Yontemler- İlk Yardim ve Kurtarma
Autor: Yasar Kibici, Ahmet Yildiz
Verlag: 2005 – Ileri Ofset
- [31] Titel: Kräfte In Bewegung- Techniken des erdbebensicheren Bauens
Autor: Adrian Pocanschi, Marios C. Phocas
Verlag: Teubner 2013
- [32] Titel: Bauwerke und Erdbeben
Autor: Konstantin Meskouris, Klaus- G Hinzen, Christoph Butenweg, Michael Mistler
Verlag: 2007 Vieweg

- [33] Titel: Probleme des Erdbebengerechten Bauens mit traditionellen Bauweisen in Zentralasien
Autor: Mathias Raschke
Verlag: Diplomarbeit Fakultät Bauingenieurwesen Bauhaus Universität Weimar 1996
- [34] Titel: Darkness at Dawn- Earthquake Resistant Rural Housing
Autor: Kiefer Barbara, Rohsmann Robert
Verlag: TU Graz 1995
- [35] Titel: Beiträge zur Erdbebensicherung von Bauwerken
Autor: Walter Kirk
Verlag: Essen 2002
- [36] Titel: CFK LAMMELEN Verstärkung
Studienblätter- Fachbereich Betonbau und Massivbau TU Wien
Autor: Unbekannt
Verlag: Unbekannt
- [37] <http://www.digitale-europakarte.de/> Login 12.08.2013 MEZ 16:08
- [38] Titel: Erdbebensicherung von Bauwerken I
Autor: Dr. Thomas Wenk
Verlag: Febr. 2011- Folienkopien Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
- [39] Digitale Web- Übersetzung -
<http://www.sozlukturkce.com>,
Login laufend
- [40] Digitale Web- Übersetzung
<http://dict.leo.org>
Login laufend

14. Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Erdbebenwelle und Fachbegriffe [3] [38]

Abbildung 2: Deformationszustände[38]

Abbildung 3: Bruchmechanismen [38]

Abbildung 4: Darstellung verschiedener Erdbebenwellen [1]

Abbildung 5: Kontinentalplatten und Verwerfung nach [14] [17] [37]

Abbildung 6: Graphische Darstellung der verheerenden Erdbeben in der Vergangenheit [13]

Abbildung 7: Bodenschichten- Geländeschnitt durch Istanbul [15]

Abbildung 8: Referenzbodenbeschleunigung in Europa/Asien Nach [3]

Abbildung 9: Erdbebenzonen Türkei [12]

Abbildung 11: Horizontale Belastung in Folge seismischer Einwirkung [3]

Abbildung 10: Äquivalenz der Erdbebenbelastung- Einwirkung mit gleicher Wirkung

Abbildung 12: Bautechnischer Hintergrund der entstehenden Risse[8]

Abbildung 13: Weiches Geschoss und zugehörige Steifigkeitsverteilung nach [7] [8]

Abbildung 14: Feststellung des weichen Geschosses [25]

Abbildung 15: Erklärung anhand von Skizzen nach [7]

Abbildung 16: Grundrissformen und ihre Eigenschaften [8]

Abbildung 17: Günstige und ungünstige Verteilung von Massen und Steifigkeiten im Grundriss [8]

Abbildung 18: Günstige und ungünstige Gebäudeformen [7] [8]

Abbildung 19: Versatz von Aussteifungen - ein Sprung in der Steifigkeitsachse bedeutet eine Abnahme in der Gesamtsteifigkeit des Objektes [8] [7]

Abbildung 20: Regelungen zur Unterfangung von tragenden Elementen [25]

Abbildung 21: Beispiel des einstöckigen Rahmens

Abbildung 22: Ideologie des Bauwesens hinsichtlich eines Erdbeben

Abbildung 23: Skizzen aktueller Projekte mit Wandscheiben im Aufzugsschacht und deren ungünstige Anordnung

Abbildung 24: Gesteinskörner mit einem Durchmesser von 10 cm (links); mangelhafte Bewehrung einer Wandscheibe (rechts) [22]

Abbildung 25: Prozedere der Bauüberprüfung

Abbildung 26: Vorgehensweise über die Feststellung der Erdbebensicherheit von Wohnbauten [24]

Abbildung 27: Wohnbau 1986 Kartal-Istanbul, 1988 Maltepe-Istanbul, 2013 Esenyali-Istanbul, 2013 Pendik-Istanbul

Abbildung 28: Schematische Entwicklung der Wohnbauten von links nach rechts

Abbildung 29: Typische Grundrissform [23]

Abbildung 30: Wandscheibensystem vs. Stahlbetonskelettbau nach [23]

Abbildung 31: Mischbauweise [7]

Abbildung 32: Ausfachung des Stahlbetonrahmens [7]

Abbildung 33: Durchgehende Stahlbetonscheiben im Mauerwerksbau [7]

Abbildung 34: Verhältnis zwischen Stockwerksverschiebung und –höhe nach [7]

Abbildung 35: Vertikale und horizontale Fugen bei Mischbauweise [7]

Abbildung 36: Verstärkungsmaßnahmen nach [25] [11] [36]

Abbildung 37: Verstärkungsmaßnahme der Scheibenwirkung bei Rahmenbauweise und Mauerwerksausfachung [25]

Abbildung 38: Verstärkungsmaßnahme der Scheibenwirkung bei Rahmenbauweise und Mauerwerksausfachung [25]

Abbildung 39: Verstärkungsmaßnahme der Scheibenwirkung bei Rahmenbauweise und Mauerwerksausfachung [25]

Abbildung 40: Knotenpunkte von Stütze und Unterzug [25]

Abbildung 41: Bewehrungsschema Stütze [25]

Abbildung 42: Bewehrungsschema Unterzug

Abbildung 43: Bewehrungsschema Unterzug [25]

Abbildung 44: Knotenbereich von Unterzug und Stütze

Abbildung 45: Regelgeschoss maßstablos

Abbildung 46: 3D Modellierung RFEM - DLUBAL

Abbildung 47: Eigenformen - kurze Gebäuderichtung (X) - Sta4CAD

Abbildung 48: Eigenformen - lange Gebäuderichtung (Y) - Sta4CAD

Abbildung 49: Regelgeschoss maßstablos

Abbildung 50: 3D Modellierung RFEM - DLUBAL

Abbildung 51: Eigenformen - kurze Gebäuderichtung (X) -Sta4CAD

Abbildung 52: Eigenformen - lange Gebäuderichtung (Y) - Sta4CAD

Abbildung 53: Regelgeschoss maßstablos

Abbildung 54: 3D Modellierung RFEM - DLUBAL

Abbildung 55: Eigenformen- kurze Gebäuderichtung (X) - Sta4CAD

Abbildung 56: Eigenformen - lange Gebäuderichtung (Y) - Sta4CAD

Abbildung 57: 3D Modellierung RFEM - DLUBAL

15. Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Bebenarten und Seismogramme nach [1] [38]

Tabelle 2: Ausschnitt aus der EMS 98- Intensitätsskala [5]

Tabelle 3: Häufig verwendete Skalen [38]

Tabelle 4: Wichtige Zahlen zum Izmit-Istanbul Erdbeben 1999

Tabelle 5: Vergleich Referenzbodenbeschleunigung Österreich zu Türkei

Tabelle 6: Zoneneinteilungen von Istanbul [12]

Tabelle 7: Berechnungsverfahren bei Wohnbauten

Tabelle 8: Merkmale der Berechnungsverfahren [8]

Tabelle 9: Die Leitprinzipien dieses Entwurfskonzepts [EN 1998-1]

Tabelle 10: Bezeichnung der Mitwirkenden

Tabelle 11: Tätigkeit der Mitwirkenden

Tabelle 12: Universitäre Mitglieder der Berufungskommission

Tabelle 13: Typische Bauweisen

Tabelle 14: Computerunterstützte Rechenprogramme

Tabelle 15: Ständige Lasten und Aufbauten Regelgeschoss

Tabelle 16: Ständige Lasten und Aufbauten Decke ü. 5.0G

Tabelle 17: Ansatz der Nutzlasten

Tabelle 18: Dynamische Kennwerte Bauwerk 1

Tabelle 19: Dynamische Kennwerte Bauwerk 2

Tabelle 20: Dynamische Kennwerte Bauwerk 3

Tabelle 21: Entwurfsbedingung- TRC 2007 vs EN 1998 für Mauerwerksbauten in Erdbebenzonen

Tabelle 22: Schlüsselfertige Kalkulationsansatz [26]

Tabelle 23: Bauwerk 1- Stahlbetonskelettbau

Tabelle 24: Bauwerk 2- Stahlbetonbau mit Mauerwerksausfachung

Tabelle 25: Bauwerk 3- Schottenbau

16. Diagrammverzeichnis

Diagramm 1: Preisvergleich

Diagramm 2: Maximale Verformung der Bauwerke

Diagramm 3: Verformungen der Deckenebene

17. Formelverzeichnis

Formel 4.1-a [25]

Formel 4.1-b [25]

Formel 4.1-c [25]

Formel 4.1-d [25]

Formel 4.1-e [25]

Formel 4.1-f [25]

Formel 4.1-g [25]

Formel 4.1-h [25]

Formel 9-a [25]

Formel 9-b [25]

18. Kurzbegriffe

TRC 2007: Türkische Spezifikation für Bauten in Erdbebenzonen

NT: Nichttragend

ZMW: Ziegelmauerwerk

G: Ständige Lasten

P: Veränderliche Lasten

TL: Türkische Lira