

Stahlbeton

Alessandro Dazio
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

1 EINFÜHRUNG

In der neuen Norm SIA 262 "Betonbau" wird in Bezug auf die Erdbebenbemessung von Bauten zwischen duktilen und nicht-duktilen Tragwerken unterschieden. Duktile Tragwerke besitzen ein ausgeprägtes plastisches Verformungsvermögen. Bei der Anwendung von kräftebasierten Bemessungsverfahren, wie zum Beispiel das Ersatzkraftverfahren oder das Antwortspektrumverfahren nach Norm SIA 261 (2003), können deshalb die einwirkenden Erdbebenkräften stark reduziert werden. Um solche Reduktionen zu rechtfertigen müssen sowohl bei der Bemessung als auch bei der konstruktiven Durchbildung von Bauteilen duktilitätsfördernde Prinzipien angewendet werden. Diese Prinzipien sind meistens neu im Vergleich zur alten Betonnorm SIA 162 (1989), es ist aber bereits viel Literatur darüber vorhanden.

Die SIA Dokumentation D0171 erklärt vor allem in seinen Kapiteln 9 und G9 wie duktile Stahlbetontragwände zu bemessen und konstruktiv durchzubilden sind. Die Dokumentation ist grundsätzlich Norm-unabhängig und kann deshalb auch im Zusammenhang mit der Norm SIA 262 verwendet werden.

Die SIA Dokumentation D0182 diente 2003 zur Einführung der Norm SIA 262. Dort wird die Philosophie der neuen Norm präsentiert und die Mehrheit der erdbebenbezogenen Ziffern diskutiert. In der neuen SIA Dokumentation D0191 ist unter anderem ein vollständiges Beispiel der Bemessung eines duktilen Stahlbetontragwandgebäudes vorhanden.

In diesem Beitrag werden Wiederholungen der bereits erwähnten Unterlagen auf ein Minimum reduziert und lediglich auf einige wenige Aspekte des duktilen Verhaltens von Tragwerken eingegangen, die bei der Bemessung von wesentlicher Bedeutung sind. Alle Aspekte der Bemessung, nämlich die Wahl des Tragwerkverhaltens, die Ermittlung der Schnittgrößen, die Bemessung und die konstruktive Durchbildung der Bauteile werden in der Reihe kurz angesprochen.

2 WAHL DES TRAGWERKSVERHALTENS

2.1 Tragwerksverhalten

Wie bereits erwähnt wird in der Norm zwischen duktilem und nicht-duktilen Tragwerksverhalten unterschieden und die entsprechenden Verhaltensbeiwerte sind in Tabelle 1 aufgelistet.

Tragwerksverhalten	Betonstahl			Spannstahl
	A	B	C	
Nicht-duktil	q=1.5	q=2.0	q=2.0	q=1.5
Duktil	nicht zulässig	q=3.0	q=4.0	-

Tabelle 1: Verhaltensbeiwerte q . (Zusammenfassung der Tabellen 14 und 14 aus SIA 262).

Für Tragwerke mit Bewehrungen unterschiedlicher Duktilitätsklassen ist in der Regel der tiefste q -Wert zu verwenden. Dieser Satz bezieht sich nur auf Bauteile, die während eines Erdbebens plastischen Verformungen unterworfen sein könnten. Wenn zum Beispiel bei der Bemessung eines duktilen Stahlbetontragwandgebäudes Betonstahl der Klasse C für die Wände und Bewehrungsnetze (Typischerweise Klasse B) für die Flachdecken verwendet werden, kann trotzdem ein Verhaltensbeiwert $q = 4$ angenommen werden. Dabei muss aber nachgewiesen werden, dass die Schwere-laststützen bei den aufgezwungenen Verformungen die vorhandene Normalkraft noch übertragen können.

Die Balkenbrücke von Abbildung 1 ist ein Durchlaufträger mit vorgespannten Brückenträgern. Die Stützen sind duktil bemessen und dabei wurde Betonstahl der Klasse C verwendet. Bei der Bemessung der Stützen darf ein Verhaltensbeiwert $q = 4$ angenommen werden, wenn nachgewiesen wird, dass der Brückenträger nie ins Fließen kommen kann, dies auch wenn die Stützen ihre Überfestigkeit entwickeln. Dieser letzte Nachweis kann in Abhängigkeit der Tragstruktur anspruchsvoll sein.

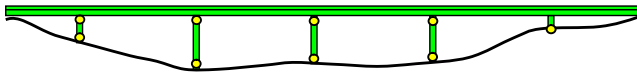


Abb. 1: Kapazitätsbemessene Balkenbrücke.

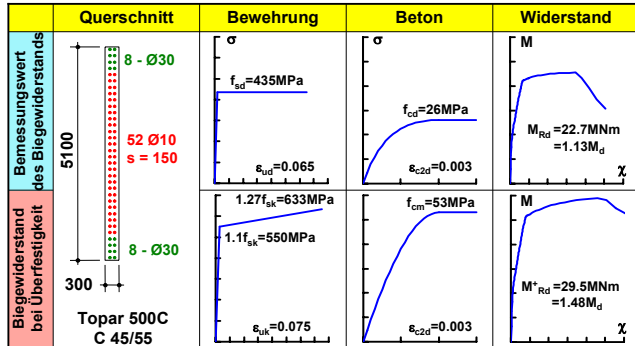


Abb. 2: Überfestigkeit ϵ . Bemessung einer Wand für $M_d=20\text{MNm}$, $N_d=3.60\text{MN}$, $V_d=1.37\text{MN}$.

2.2 Überfestigkeit

Die Überfestigkeit ist ein wichtiger Begriff im Erdbebeningenieurwesen und wird jetzt anhand von Abbildung 2 diskutiert. Eine Stahlbetontragwand wurde für folgende Einwirkung bemessen:

$$M_d = 20\text{MNm} , N_d = 3.60\text{MN} , V_d = 1.37\text{MN} \quad (1)$$

Die dafür verwendete Bewehrung ist links in Abbildung 2 dargestellt. Der Bemessungswert des Biege Widerstands der Wand wurde anhand der Bemessungswerte der Materialfestigkeiten berechnet (Abb. 2, obere Reihe) und aus dem berechneten Momenten-Krümmungs-Diagramm resultiert ein Bemessungswert der Biege Widerstand von 22.7MNm, der 13% grösser als der Bemessungswert der Einwirkung ist. Diese Überfestigkeit beruht auf der Tatsache, dass mehr Bewehrung als erforderlich verlegt wurde. Bekanntlich wird der Bemessungswert des Biege Widerstands anhand von - gegenüber der Wirklichkeit - stark reduzierten Materialfestigkeiten berechnet. Zur Berechnung der Überfestigkeit sollen Mittelwerte der Materialfestigkeiten verwendet werden. In diesem Fall sind die angenommenen Festigkeiten in der unteren Reihe von Abb. 2 angegeben. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Bewehrungsstahls wurde folgendermassen berechnet:

- Annahme der Bemessungswerte der Spannungs-Dehnungs-Beziehung gemäss Ziffer 4.2.2.4 SIA 262.
- Berechnung der mittleren Festigkeitswerte gemäss Ziffer 4.3.9.3.3 SIA 262.

Auch wenn von der Norm nicht explizit verlangt, wurde für die Berechnung der Biege Widerstand bei Überfestigkeit der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit angenommen. Der Einfluss von allfälligen Umschnürungsbewehrungen wurde hingegen ver-

nachlässigt. Die angenommenen Eigenschaften des Betons haben nur einen kleinen Einfluss auf den Biege Widerstand des Querschnitts. Hingegen wird sein Verformungsvermögen wesentlich beeinflusst.

Der somit berechnete Biege Widerstand bei Überfestigkeit beträgt 29.5MNm was 48% grösser als der Bemessungswert der Einwirkung ist. Dies ist die Überfestigkeit des Querschnitts allein. Bei der Bemessung von gesamten Tragwerken werden oft Teile des Tragsystems bei den Berechnungen nicht berücksichtigt (zum Beispiel den Rahmen bestehend aus Schwere laststützen und Flachdecken bei Tragwandgebäuden). D.h., die Überfestigkeit des gesamten Tragwerks kann noch grösser sein als die der einzelnen Querschnitte.

Wenn man von einer Überfestigkeit $\epsilon = 1.5$ ausgeht und die Verhaltensbeiwerte q aus Tabelle 1 betrachtet werden, dann ist es offensichtlich, dass nicht-duktiler Tragwerke während eines Erdbebens nur minime plastische Verformungen erfahren werden (siehe Beitrag über Antwortspektren). Duktile Tragwerke werden hingegen während des Bemessungsbebens eine Verschiebeduktilität μ_Δ von 2 bzw. 2.7 erreichen. Erfahrungsgemäss können duktile Tragwerke auch grössere Verschiebeduktilitäten ertragen. Dies bedeutet, dass im Allgemeinen duktile Tragwerke gegenüber nicht-duktilen Tragwerken nicht nur günstiger sind, sondern auch gewisse Tragreserven besitzen.

2.3 Duktiler Betonstahl

Die Anwendung von duktilem Betonstahl ist eine wesentliche Voraussetzung, um ein hohes inelastischen Verformungsvermögen des Tragwerks zu erreichen. Tabelle 2 fasst die Bemessungswerte der drei Duktilitätsklassen zusammen. Die Duktilitätsklasse C besitzt die besseren Duktilitätseigenschaften k_s und ϵ_{ud} .

Betonstahl	B500A	B500B	B450C
\bar{f}_{sd}	435	435	≥ 390
k_s	1.05	1.08	≥ 1.15
ϵ_{ud}	0.020	0.045	0.065

Tabelle 2: Bemessungswerte für Betonstahl (Tabelle 9 aus SIA 262).

Die Bezeichnung B450C (Anstatt B500C) wurde eingeführt, um in dieser Duktilitätsklasse Betonstähle mit einem charakteristischen Wert der Fließgrenze $f_{sk} < 500\text{MPa}$ zuzulassen. Diese Bedingung wurde nicht aus statischen Gründen eingeführt sondern, weil zur Zeit der Vernehmlassung europaweit kein Betonstahl vorhanden war, der die Duktilitätseigenschaften

der Klasse C und zusätzlich eine Fließgrenze $f_{sk} = 500\text{MPa}$ hatte.

Heute gibt es auf dem Schweizer Markt ein Betonstahl Topar-500C, der zur Duktilitätsklasse C gehört und folgende Bemessungswerte aufweist:

$$f_{sd} = 435\text{MPa}, k_s = 1.15, \varepsilon_{ud} = 0.065 \quad (2)$$

Da auch festigkeitsmässig dieser Stahl keine Nachteile gegenüber den Betonstähle der Klasse B aufweist, wird die Bemessung von duktilen Tragwerken noch günstiger verglichen zu den nicht-duktilen Tragwerken.

2.4 Die Methode der Kapazitätsbemessung

Die Methode der Kapazitätsbemessung heisst auf italienisch "Metodo della gerarchia delle resistenze". Diese Bezeichnung ist sehr treffend bezüglich der Grundidee dieser Methode. Im Tragwerk wird eine Hierarchie der Widerstände vorgesehen. Die plastifizierenden Bereiche des Tragwerks werden bewusst gewählt und so festgelegt, dass unter den massgebenden Einwirkungen ein geeigneter plastischer Mechanismus entsteht. Die plastifizierenden Bereiche werden so bemessen und konstruktiv durchgebildet, dass sie genügend duktil sind. Die übrigen Bereiche werden mit einem zusätzlichen Tragwiderstand versehen, damit sie elastisch bleiben, wenn die plastifizierenden Bereiche ihre Überfestigkeit entwickeln (Definition nach T. Paulay).

Es entsteht somit ein Tragwerk, das ein stabiles inelastisches Verhalten aufweist, mit grossem Verformungsvermögen und ausgeprägter Energiedissipation, und das unter Erdbebeneinwirkung sich ausgezeichnet verhält. Die plastifizierenden Bereiche werden oft auf ein Minimum reduziert und sind örtlich beschränkt, sodass die dort notwendigen, leicht aufwendigeren konstruktiven Details die Kosten für das Tragwerk kaum beeinflussen.

Abbildung 3 zeigt mögliche Mechanismen bei Rahmen:

- a *Riegelmechanismen* sind geeignet weil die Energiedissipation in den Riegeln stattfindet (kleine Normalkraft, günstig) und die plastischen Verformungen über das ganze Tragwerk verteilt sind, sodass der lokale Verformungsbedarf, hier durch die Schiefstellung θ_1 dargestellt, klein bleibt.
- b *Stützenmechanismen* sind ungeeignet, weil Gelenke in Stützen - wegen der eher hohen Normalkraft - ungünstig sind. Weiter besteht die Gefahr, wenn die Festigkeit aller Gelenke nicht perfekt abgestimmt ist, dass aus dem Stützenmechanismus ein Stockwerksmechanismus entsteht. Wegen der Überfestigkeit der Querschnitte und der variierenden Normalkraft in den Stützen ist es praktisch unmöglich eine perfekte Abstimmung zu erzeugen.

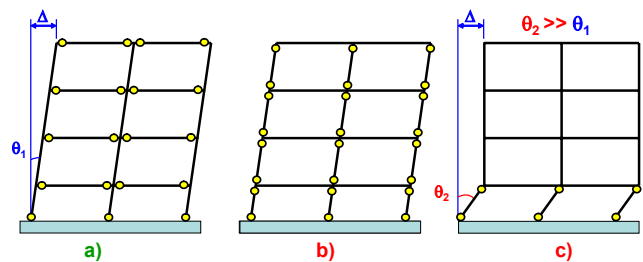


Abb. 3: Mechanismen bei Rahmen

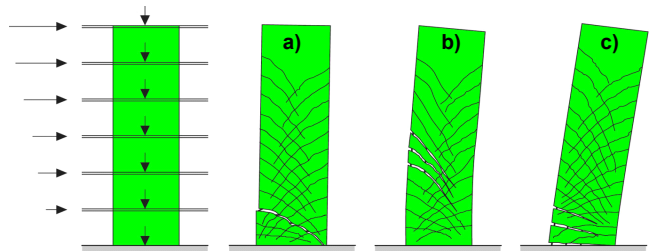


Abb. 4: Mechanismen bei Wänden

- c *Stockwerksmechanismen* sind eine sehr häufige Einsturzursache bei Erdbeben und sind absolut zu vermeiden. Plastische Verformungen werden in nur einem Stockwerk konzentriert was einen grossen lokalen Verformungsbedarf θ_2 hervorruft. Auch wenn die Stützen duktil gestaltet sind, ist ihr Verformungsvermögen ungenügend, um den Bedarf θ_2 abzudecken. In der Schweiz sind Gebäude mit Verkaufsflächen im Erdgeschoss auf Stockwerksmechanismen gründlich zu überprüfen. Stockwerksmechanismen können gegebenenfalls auch in den oberen Stockwerken auftreten.

Abbildung 3 zeigt mögliche Mechanismen bei Wänden:

- a Frühzeitiges *Schubversagen am Wandfuss* ist zu vermeiden weil spröde. Die plastischen Verformungen, die dabei erreicht werden können, sind klein und die Energiedissipation gering. Die Bügel sind immer auf Zug beansprucht, die Schubrisse werden immer breiter und der Schubwiderstand sinkt markant.
- b *Fliesen der Bewehrung in den oberen Geschossen* ist ungünstig, weil in diesem Bereich normalerweise keine duktilitätsfördernden konstruktiven Details vorhanden sind und das Verformungsvermögen deshalb reduziert ist. Leichte Plastifizierung der Längsbewehrung kann aber in Kauf genommen werden.
- c Die Entwicklung eines plastischen Gelenks am Wandfuss ist ein geeigneter Mechanismus und soll immer angestrebt werden.

Die Vorschriften der Norm SIA 262 Ziffer 4.3.9 und 5.7 wurden aufgestellt, um bei duktilen Tragwerken die Prinzipien der Kapazitätsbemessung zu erfüllen.

3 ERMITTLUNG DER SCHNITTGRÖSSEN UND VERFORMUNGEN

Abbildung 5 zeigt wie ein Gebäude zuerst in einen Mehrmassenschwinger (MMS) und anschliessend in einen äquivalenten modalen Einmassenschwinger (EMS) umgewandelt werden kann. Die mathematischen Werkzeuge, um diese Umformung durchführen zu können, sind in der SIA Dokumentation D0171 ausführlich beschrieben. Es ist somit möglich die dynamische Antwort eines regelmässigen Gebäudes anhand eines EMS recht gut zu beschreiben.

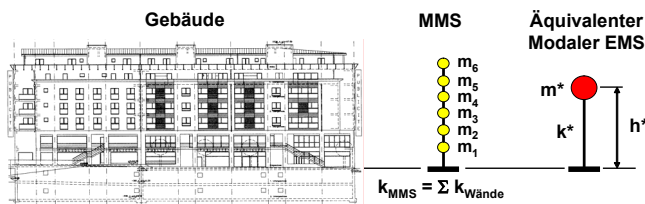


Abb. 5: Dynamische Systeme zur Modellierung eines Tragwandgebäudes.

Im Beitrag über Antwortspektren wurde gezeigt, dass die Antwort eines EMS zu einem gegebenen Erdbeben nur von der Dämpfung und von der Periode des EMS abhängig ist. Bei allen Tragwerken wird im Allgemeinen eine Dämpfung von 5% angenommen. Die Stockwerksmassen können recht gut geschätzt werden. Aus diesem Grund spielt die Schätzung der effektiven Steifigkeit des Gebäudes eine entscheidende Rolle in der Vorhersage seiner dynamischen Antwort.

Die effektive Steifigkeit eines Gebäudes ist die Steifigkeit k^* , die ein äquivalenter modaler EMS des "Takeda"-Typs (siehe Beitrag "Antwortspektren") haben muss, um ein ähnliches dynamisches Verhalten wie das Gebäude zu haben.

Abbildung 6 zeigt links oben ein MMS. Seine Fussquerkraft-Kopfverschiebungs-Beziehung infolge einer verteilten Ersatzkraft ist im mittleren Bild mit der ausgezogenen Kurve dargestellt. Die Beziehung wurde anhand eines raffinierten Finite-Element Programms berechnet und stellt die "wirkliche" Fussquerkraft-Kopfverschiebungs-Beziehung des Gebäudes dar. Der Zeitverlauf der Kopfverschiebung infolge einer gegebenen seismischen Fusspunktanregung ist in den unteren Diagrammen mit der dünnen Linie dargestellt. In beiden Diagrammen ist der gleiche Zeitverlauf dargestellt.

Während des Zeitverlaufs erfährt der MMS plastische Verformungen und die dabei maximal erreichte Verformung ist im mittleren Diagramm mit einem X markiert.

Es wird jetzt versucht den gleichen Zeitverlauf anhand von einem äquivalenten modalen EMS zu reproduzieren. In einem ersten Versuch wird ein EMS

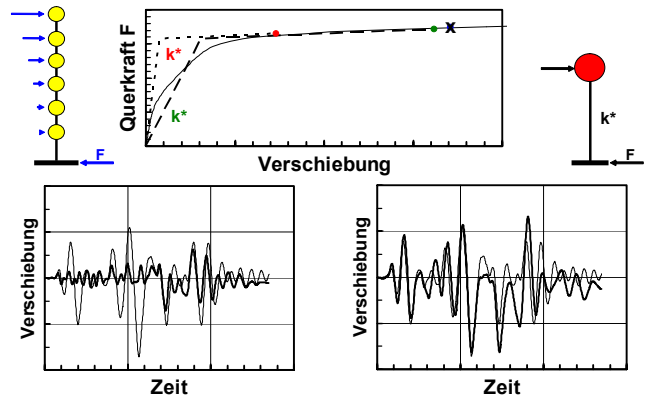


Abb. 6: Zeitverlaufsrechnungen zur Ermittlung der effektiven Steifigkeit eines EMS.

gewählt, der die gleiche Steifigkeit hat wie der MMS im ungerissenen Zustand. Die Fussquerkraft-Kopfverschiebungs-Beziehung (multipliziert mit dem Partizipationsfaktor) ist punktiert im mittleren Diagramm dargestellt. Der Zeitverlauf der Kopfverschiebung ist im linken unteren Bild mit der dicken Linie dargestellt. Die Zeitverläufe der MMS und des EMS stimmen überhaupt nicht überein, d.h. die Annahme der Steifigkeit im ungerissenen Zustand als effektive Steifigkeit ist eine unvernünftige Annahme.

Bei einem zweiten Versuch wird ein EMS gewählt, der 1/4 der Steifigkeit hat wie den MMS im ungerissenen Zustand. Die Fussquerkraft-Kopfverschiebungs-Beziehung (multipliziert mit dem Partizipationsfaktor) ist gestrichelt im mittleren Diagramm dargestellt. Der Zeitverlauf der Kopfverschiebung ist im rechten unteren Bild mit der dicken Linie dargestellt. Die Zeitverläufe der MMS und des EMS stimmen recht gut überein, d.h. in diesem Fall ist die Annahme von 1/4 der Steifigkeit im ungerissenen Zustand als effektive Steifigkeit eine zweckmässige Annahme.

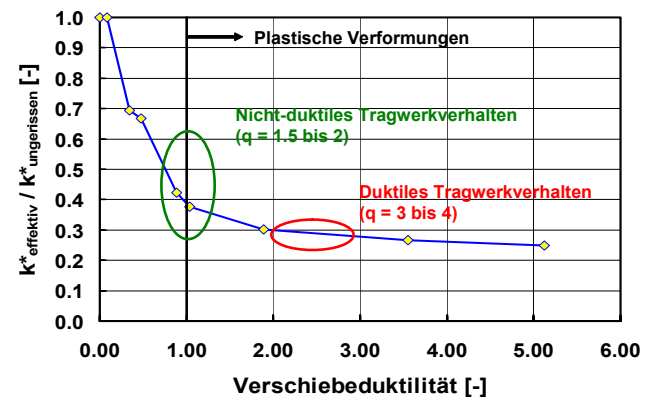


Abb. 7: Einfluss der Verschiebeduktilität auf die effektive Steifigkeit eines inelastischen EMS.

Die gleiche Prozedur wurde mit verschiedenen Intensitäten der Fusspunktanregung wiederholt und

Balken	Stützen	Wände
Rechteck QS $I=0.40I_g$	$\frac{N}{A_c f_{cd}} > 0.5 \rightarrow I=0.80I_g$	$\frac{N}{A_c f_{cd}} = 0.2 \rightarrow I=0.45I_g$
T- oder L-QS $I=0.35I_g$	$\frac{N}{A_c f_{cd}} = 0.2 \rightarrow I=0.60I_g$	$\frac{N}{A_c f_{cd}} = 0.0 \rightarrow I=0.25I_g$
	$\frac{N}{A_c f_{cd}} = -0.05 \rightarrow I=0.40I_g$	$\frac{N}{A_c f_{cd}} = -0.1 \rightarrow I=0.15I_g$

Tabelle 3: Empfehlungen für die Querschnittswerte von Stahlbetontragelementen im Rissezustand (aus SIA D0171 Seite 155 nach NZS 3101)

dabei ist Abbildung 7 entstanden. Die Kurve stellt die effektive Steifigkeit des Gebäudes in Funktion der Verschiebeduktilität dar. Dabei ist die effektive Steifigkeit als Verhältnis zur Steifigkeit im ungerissenen Zustand angegeben.

Sobald die Verschiebeduktilität ein Wert von etwa 2 erreicht (entspricht einem Verhaltensbeiwert $q = 3$, siehe Abschnitt 2.2), sinkt die effektive Steifigkeit zu 30% der Steifigkeit im ungerissenen Zustand. In Anbetracht dessen, dass das untersuchte Gebäude mit Stahlbetontragwänden geringerer Normalkraft ausgesteift ist, stimmen die Resultate aus Abbildung 7 mit den Angaben von Tabelle 3 sehr gut überein.

Im Rahmen einer Vorbemessung wird deshalb empfohlen die Steifigkeiten aus Tabelle 3 zu verwenden, um die effektive Steifigkeit bzw. die Periode eines Tragwerks zu bestimmen.

Bei detaillierteren Untersuchungen, wenn die Querschnitte der Bauteile bekannt sind, kann die effektive Steifigkeit mit Gleichung (3) berechnet werden. Dort sind M_y' und ϕ_y' der Biegemoment respektiv die Krümmung bei erstmaligen Fließen der Längsbewehrung.

$$EI_{eff} = \frac{M_y'}{\phi_y'} \quad (3)$$

4 BEMESSUNG DER BAUTEILE

4.1 Biegebemessung duktile, schlanke Tragwände

Die Abstufung des Biege­widerstands entlang der Wandhöhe soll so vorgenommen werden, dass kein Fließen in den oberen Geschossen auftreten kann (siehe Abbildung 4).

Die gekrümmte Linie in Abbildung 8 zeigt die Biegemomente infolge der statischen Ersatzkräften, welche im wesentlichen den Trägheitskräften aus der dynamischen Anregung der Grundschwingungsform entsprechen. Durch gleichzeitige Anregung höherer Eigenschwingungsformen können aber im oberen Bereich der Wand auch grössere Momente entstehen (siehe Abbildung 9). Daher wird als Grundlage für die Bemessung, ausgehend vom Bemessungswert der

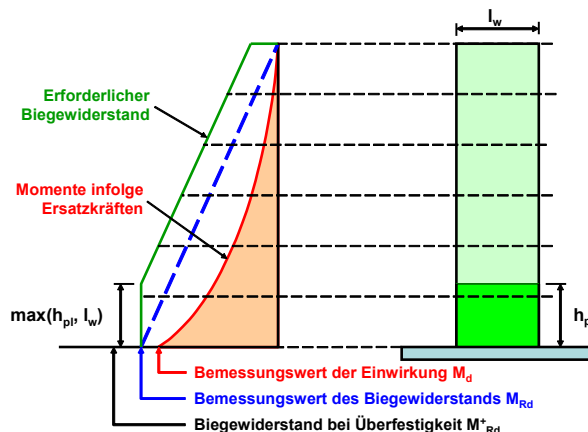


Abb. 8: Momentenlinie zur Bemessung von schlanken Stahlbetontragwänden.

Biege­widerstand M_{Rd} am Wandfuß, der lineare Verlauf der gestrichelt gezeichneten Momentenlinie angenommen. Zur Berücksichtigung des Einflusses der Querkraft auf die Biegezugkraft und um eine Abstufung der Längsbewehrung im plastischen Bereich zu vermeiden, ergibt sich daraus mit einem Versatzmass von $\max(l_w, h_{pl})$ die ausgezogene Momentenumhüllende. Diese sichere Annahme für das Versatzmass soll auch den Einfluss der nach oben abnehmenden Normalkraft berücksichtigen.

4.2 Schubbemessung duktile, schlanke Tragwände

Duktile Tragwände sollen für den erhöhten Bemessungswert der Querkraft V_d^+ bemessen werden.

$$V_d^+ = \varepsilon \kappa V_d \quad (4)$$

Der Beiwert ε berücksichtigt die Überfestigkeit bei der Einspannungsquerschnitt (Abbildung 9, mitte) und wird gemäss Abschnitt 2.2 berechnet. Der Beiwert κ berücksichtigt die dynamische Natur der Einwirkung. Beim Ersatzkraftverfahren werden die Ersatzkräfte ähnlich wie die erste Eigenform verteilt. Die Berücksichtigung von höheren Eigenformen kann zu einer Verteilung der Ersatzkräfte mit einem tieferen Schwerpunkt führen, die bei gleich bleibendem Widerstand am Wandfuß, eine höhere Querkraft erzeugt (Abbildung 9, rechts)

4.3 Gleitschub bei gedrungene Tragwänden

Gedrungene Stahlbetontragwände besitzen einen hohen Biege­widerstand, der während eines Erdbebens eine hohe Querkraft hervorruft. Wenn die Wand auf Biegung fließt entsteht unmittelbar oberhalb des Fundaments ein Horizontalriss und die Länge der Druckzone wird drastisch reduziert. Wann die Druckzone die hohe Querkraft nicht mehr übertragen kann,

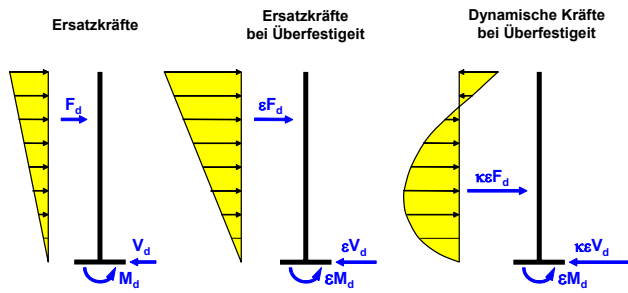


Abb. 9: Vergleich zwischen Ersatzkräften und dynamischen Kräften.

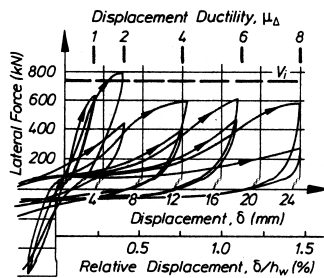
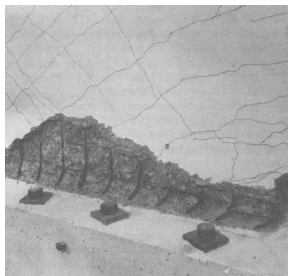


Abb. 10: Hysteretisches Verhalten einer gedungenen Tragwand bei welcher Gleitschub aufgetreten ist (aus Paulay & Priestley (1992)).

fängt die Wand an zu gleiten und seine Steifigkeit wird stark reduziert. (siehe Abbildung 10)

Eine detaillierte Diskussion des Problems ist in Paulay & Priestley (1992) zu finden.

4.4 Bemessung von Rahmentragwerken

Die Bemessung von Rahmentragwerken ist anspruchsvoller im Vergleich zur Bemessung von Wänden. Es sollen dabei folgende Schritte durchgearbeitet werden.

- 1) Ermittlung der Schnittkräfte am elastischen System.
Am Besten anhand des Antwortspektrumverfahrens (ASV), sodass die Schnittkräfte infolge höherer Eigenformen bereits berücksichtigt sind. Höhere Eigenformen haben bei Rahmen grössere Auswirkungen als bei Wänden.
- 2) Biegebemessung der Riegel
- 3) Ermittlung der Überfestigkeit der Riegel
- 4) Schubbemessung der Riegel bei Überfestigkeit
- 5) Ermittlung der Bemessungsschnittkräfte der Stützen bei Überfestigkeit der Riegel.
- 6) Biegebemessung der Stützen. Die Stützen sollen anhand der Schnittkräfte aus Punkt 5) bemessen werden. Es soll dabei gewährleistet werden, dass ein Riegelmechanismus entsteht (Abbildung 3a)
- 7) Ermittlung der Überfestigkeit der Stützen
- 8) Schubbemessung der Stützen bei Überfestigkeit
- 9) Bemessung der Rahmenknoten. Versagen bei falsch bemessenen Rahmenknoten ist eine häufige Ursache von Totaleinstürzen.

10) Konstruktive Durchbildung von Riegeln, Stützen und Knoten

Die Norm liefert wertvolle Werkzeuge um alle diese Punkte, bis auf 5) und 10), zu behandeln. Die Norm enthält aber keine konkreten Angaben bezüglich der Ermittlung der Bemessungsschnittkräfte der Stützen bei Überfestigkeit der Riegel und bezüglich der Bemessung von Rahmenknoten. Weitergehende Angaben in diesem Zusammenhang sind in EC8 (2002) und in Paulay & Priestley (1992) zu finden.

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG

5.1 Stabilisierungsbewehrung

Der häufigste Versagensmechanismus bei duktilen Stahlbetonbauteilen ist das Reißen der Längsbewehrung, nachdem sie im vorherigen Belastungszyklus auf Druck ausgeknickt ist. In der konkaven Seite der Knickfigur entstehen grosse Stauchungen, die bei der Wurzel der Rippen Mikrorisse erzeugen. Bei der darauffolgenden Zugbeanspruchung reisst der Längsstab typischerweise dort, wo die maximale Krümmung der Knickfigur aufgetreten war. Dieses Phänomen ist in Abbildung 11 dargestellt.

Das Ausknicken zu vermeiden ist praktisch unmöglich, aber der vertikale Abstand s_h der Stabilisierungsbewehrung soll klein genug gewählt werden, sodass das Ausknicken erst bei einer Verschiebeduktilität auftritt, die von einem Bemessungsbeben nicht erzeugt werden kann. Bei der Norm SIA 262 wird ist diese Bedingung erfüllt wenn:

$$s_h < 6\varnothing_{sl} < 150\text{mm} \quad (5)$$

Wobei \varnothing_{sl} der Durchmesser der zu stabilisierenden Längsbewehrung ist.

Bei der Norm SIA 262 wird zwischen Umschnürungs- und Stabilisierungsbewehrung nicht unterschieden. Die Bedingungen (siehe Abschnitt 5.3) für die Umschnürungsbewehrung garantieren gleichzeitig auch die Stabilität der Längsbewehrung.

5.2 Umschnürung

Der plastische Bereich eines Bauteils kann grossen plastischen Dehnungen unterworfen werden. Um die erforderliche Rotation erreichen zu können, wird der Beton zu wesentlich grösseren Stauchungen als $\epsilon_{c2d} = 0.003$ gezwungen. Um grössere Stauchungen aushalten zu können, muss der Beton umschnürt werden.

Abbildung 12 zeigt links das Randelement einer duktilen Tragwand. Die Betonüberdeckung ist abgeplatzt, der Betonkern ist aber intakt. Das rechte Diagramm zeigt der Einfluss der

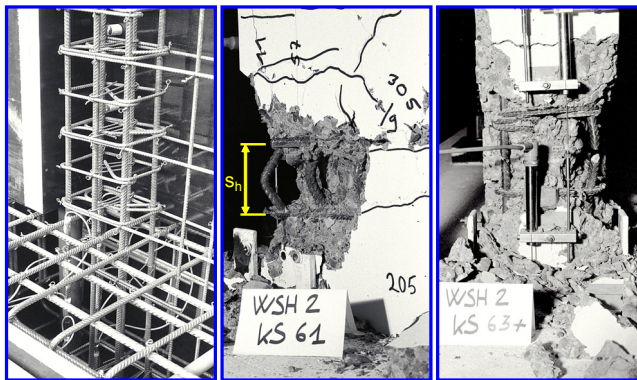


Abb. 11: Ungenügende Anordnung der Stabilisierungsbewehrung im plastischen Bereich einer Stahlbetontragwand

Umschnürungsbewehrung sowohl auf die Druckfestigkeit als auch auf die Druckstauchung beim Versagen auf.

Bei der Norm SIA 262 ist ein expliziter Nachweis des Rotationsvermögens des plastischen Bereichs nicht verlangt. Es wird angenommen, dass wenn die konstruktiven Vorschriften von Ziffer 5.7 SIA 262 eingehalten sind, ein ausreichendes Rotationsvermögen vorhanden ist.

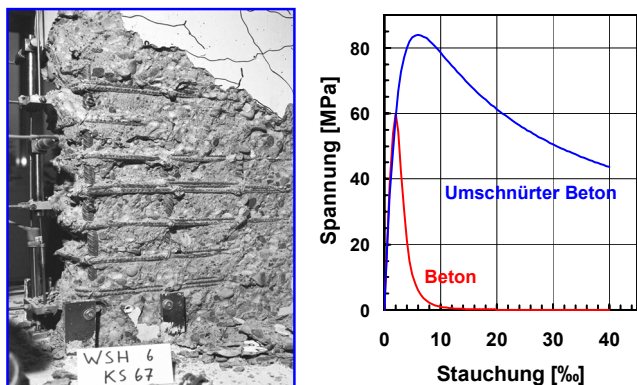


Abb. 12: Einfluss der Umschnürung auf die mechanische Eigenschaften von Beton.

5.3 Umschnürungsbewehrung bei Stützen

Die Umschnürungsbewehrung von Stützen unterliegt den Vorschriften der Ziffern 5.7.2.2 und 5.7.3 der Norm SIA 262.

Abbildung 13 zeigt links eine bei duktilen Tragwerken unzulässige Anordnung der Umschnürungsbewehrung. Auf der rechten Seite ist eine Umschnürungsbewehrung für duktile Tragwerke dargestellt. Sie soll folgende Haupteigenschaften aufweisen:

- Der Abstand zwischen gehaltenen Längsstäben darf 200mm nicht überschreiten. Die Bögen des Betonkerns können sich nur bei Kreuzungspunkten zwischen Bügel und Längsstab abstützen. Wenn die

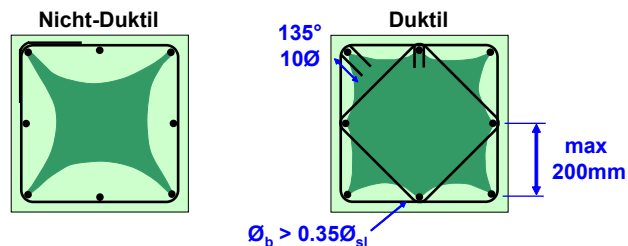


Abb. 13: Anordnung der Umschnürungsbewehrung bei Stützen. (Heller Bereich: abgeplatzter Beton. Dunkler Bereich: Betonkern).

Kreuzungspunkte voneinander weit entfernt sind, werden die Abplatzungen gross und die Tragfähigkeit beeinträchtigt (siehe Abbildung 13, links)

- Umschnürungsbügel sollen zwei Endhaken (135°-Abbiegungen) mit Mindestlängen von 10Ø aufweisen. Diese Bedingung erlaubt eine sichere Verankerung der Bügel auch wenn Abplatzungen stattfinden (siehe Abbildung 13, rechts)
- In den plastischen Bereichen sind Umschnürungsbügel anzuordnen, deren Abstand kleiner als 150mm bzw. 6Ø_{sl} ist. Diese Bedingung kontrolliert die Knicklänge der Längsbewehrung und die Stützlänge in Längsrichtung der Bögen des Betonkerns.

Es ist weiter zu bemerken, dass mechanische Stabverbindungen auch wenn sie eine ausreichende Duktilität aufweisen trotzdem eine Schwachstelle für den Querschnitt darstellen. Solche Verbindungen sind deshalb am Besten versetzt anzuordnen.

5.4 Umschnürungsbewehrung bei Wänden

Die Umschnürung der Randelemente einer duktilen Stahlbetontragwand unterliegt den gleichen Vorschriften wie die Umschnürung der Stützen. Es gibt nur zwei Aspekte die anders geregelt sind.

- Die Schubbewehrung der Wand soll im Betonkern des Randelements verankert werden, da sie sonst an Wirksamkeit verliert, wenn die Betonüberdeckung abplatzt. Im Beispiel von Abbildung 14 wird die Verankerung mit einem geraden Haken gewährleistet. Diese Lösung garantiert eine gute Verankerung der Bügel und löst die Probleme mit den Toleranzen der Bügellänge.
- Gleichung (94) von SIA 262 wurde in Neuseeland ausgesprochen zur Bestimmung der Umschnürungsbewehrung von Stützen entwickelt. Die Berechnung der Umschnürungsbewehrung sollte deshalb am Besten mit Gleichung (G.125) aus der SIA Dokumentation D0171 (2002) durchgeführt werden, die sich bei vielen Probeanwendungen immer bewährt hat.

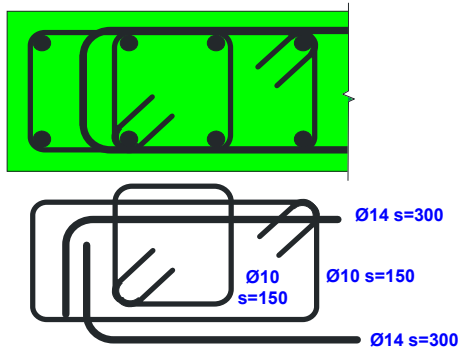


Abb. 14: Anordnung der Umschnürungsbewehrung in der Biegedruckzone einer Stahlbetontragwand.

5.5 Übergreifungsstöße der Längsbewehrung

Übergreifungsstöße der Längsbewehrung sind im plastischen Bereich zu vermeiden weil:

- Das Verformungsvermögen des plastischen Bereichs wird reduziert.
- Es wird schwierig die Überfestigkeit des plastischen Bereich zu schätzen.
- Solche Stöße haben bei vergangenen Erdbeben oft mit fatalen Folgen versagt.

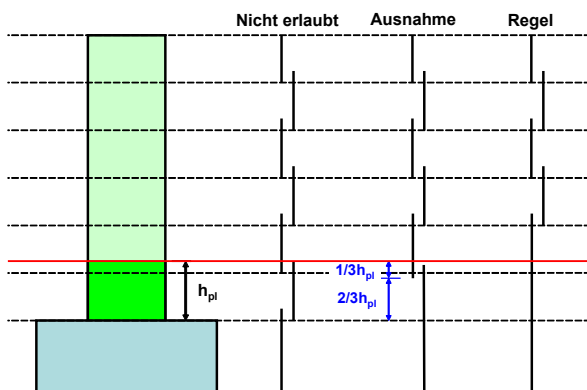


Abb. 15: Stöße der Längsbewehrung in einer Wand.

6 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Das duktile Tragwerksverhalten sollte bevorzugt werden, einerseits weil damit günstigere Tragwerke entstehen, andererseits weil für viele Tragwerke die in der Norm angegebenen Verhaltensbeiwerte q eher konservativ sind. Diese Tragwerke sind somit robust und können unvorhergesehenen Einwirkungen besser standhalten. Um die bestmögliche Bemessung eines Tragwerks zu erzielen, soll sein dynamisches Verhalten realistisch erfasst werden. Dabei soll die effektive Steifigkeit möglichst genau geschätzt werden. Gepflegte konstruktive Details und duktile Betonstähle sollen verwendet werden, um das angestrebte duktile Verhalten sicherzustellen.

7 LITERATUR

Bachmann H. (2002), *Erdbebensicherung von Bauwerken*. 2. überarbeitete Auflage. ISBN 3-7643-6941-8. Birkhäuser Verlag, Basel.

EC8 (2002), *Design of Structures for Earthquake Resistance*. Comité Européen de Normalisation(CEN), Brussels.

NZS 3101 (1995), *Concrete Structures Standard*. New Zealand Standard, Wellington.

Paulay T., Priestley M.J.N (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, New York.

SIA 162 (1989), *Betonbauten*. Norm. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA 261 (2003), *Einwirkung auf Tragwerke*. Norm. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA 262 (2003), *Betonbau*. Norm. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA 2018 (2004), *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben*. Merkblatt. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA D0171 (2002), *Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden*. SIA Dokumentation. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA D0181 (2003) *Grundlagen der Projektierung von Tragwerken / Einwirkung auf Tragwerke*. SIA Dokumentation. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA D0182 (2003) *Betonbau*. SIA Dokumentation. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA D0191 (2004) *Grundlagen der Projektierung von Tragwerken / Einwirkung auf Tragwerke: Bemessungsbeispiele*. SIA Dokumentation. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.