

Forschungsbericht

**Untersuchungen zur Festlegung sicherer
Regeln für die Bemessung von Tragwerken
mit verformbaren Anschlüssen**

T 2724

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Auf Anfrage und gegen Aufpreis können von diesen Vorlagen Farbkopien angefertigt werden.

© Copyright by IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise, nur mit ausdrücklicher Zustimmung des IRB Verlags.

IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau
Postfach 80 04 69, 70504 Stuttgart
Nobelstraße 12, 70569 Stuttgart
Telefon ☎ (0711) 9 70-25 00
Telefax (0711) 9 70-25 08
Telex 7 255 168 iza d

Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben

Untersuchungen zur Festlegung sicherer Regeln
für die Bemessung von Tragwerken
mit verformbaren Anschlüssen

Durchgeführt im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik
Az: IV 1-5-619/90

Prof. Dr.-Ing. G. Sedlacek
Dipl.-Ing. K. Weynand
Lehrstuhl für Stahlbau
RWTH-Aachen

Aachen, Dezember 1995

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1.1
1.1	Anlaß und Problemstellung	1.1
1.2	Bemessungskonzepte	1.2
1.3	Stand der Technik	1.6
1.4	Zielsetzung	1.8
1.5	Vorgehensweise	1.8
2	Rahmen mit verformbaren Anschlüssen	2.1
2.1	Allgemeines	2.1
2.2	Klassifizierung	2.4
2.3	Verfahren für die Tragwerksberechnung	2.7
2.4	Welche Effekte haben verformbare Anschlüsse auf das Gesamtsystem ?	2.8
2.5	Welche Effekte haben teiltragfähige Anschlüsse auf das Gesamtsystem ?	2.11
2.6	Welche Parameter beeinflussen solche Effekte ?	2.11
2.7	Darstellung der Effekte anhand von Parameterstudien	2.13
2.8	Ergebnisse	2.13
2.9	Zusammenfassung	2.14
3	Bemessungsmodelle für Anschlüsse	3.1
3.1	Allgemeines	3.1
3.2	Versuchsdatenbank	3.2
3.3	Eurocode 3 und Anhang J (alt)	3.6
3.4	Modell Eurocode 3 - Anhang JJ (neu)	3.10
4	Zusammenfassung	4.1
5	Literaturverzeichnis	5.1

ANLAGEN

A1	Entwurf Eurocode 3, Teil 1.1 Anhang J (revidierte Fassung) "Anschlüsse in Rahmen im Hochbau"
A2	Das neue Steifigkeitsmodell im Anhang J des EC 3
A3	Sicherheitsuntersuchungen zum Anhang J des EC 3
A4	Parameteruntersuchungen Auswertung Rahmen 1
A5	Parameteruntersuchungen Auswertung Rahmen 2
A6	Vergleich des Tragfähigkeitsmodell Anhang J (neu) mit Versuchsergebnissen
A7	Datenbank SERICON, Beispiel Data Sheet

1 Einleitung

1.1 Anlaß und Problemstellung

Der klassische Stahlbau geht bei der Diskretisierung von Rahmentragwerken von den Modellen gelenkiger oder biegesteifer Anschlüsse aus. Die konstruktive Ausbildung der Anschlüsse muß derart gestaltet sein, daß die Anschlußcharakteristik der Knotenpunkte einem dieser beiden Typen genügt.

Die Bemessung und Ausführung von Anschlüssen im Stahlbau hat aber einen entscheidenden Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit und damit auf die Wettbewerbsfähigkeit von Stahlkonstruktionen. Dieser Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit ist in den folgenden beiden Punkten begründet:

- a) Je nach Ausbildung der Anschlüsse ist die Fertigung sehr arbeitsaufwendig. Die dadurch hervorgerufenen Lohnkosten beeinflussen die tatsächlichen Kosten einer Stahlkonstruktion wesentlich. Die Kosten werden jedoch zumeist nur aufgrund des Konstruktionsgewichtes, das nicht von der Ausbildung der Anschlüsse abhängig ist, ermittelt. Dieser Einfluß wird sich durch das ständig steigende Verhältnis von Lohn- zu Materialkosten auch in Zukunft noch stärker ausprägen.
- b) Bedingt durch die klassischen Annahmen, daß Anschlüsse entweder "gelenkig" oder "biegesteif" sind, ergeben sich teilweise konservative Schnittgrößenverteilungen im Gesamtsystem, was zu ungünstigeren Bauteilquerschnitten, d.h. zu einem größeren Konstruktionsgewicht und damit zu höheren Kosten führen kann.

Viele experimentelle Untersuchungen haben gezeigt, daß sich das tatsächliche Verhalten von Anschlüssen nicht immer als ideal "gelenkig" bzw. "starr und volltragfähig" (=biegesteif) einstufen läßt. Viele Anschlüsse, insbesondere wenn sie nach ökonomischen Gesichtspunkten konstruiert sind (z.B. steifenlos), sind tatsächlich als "nachgiebig" (d.h. als "verformbar" oder/und "teiltragfähig") zu bezeichnen und diese Eigenschaften müssen dann bei der Tragwerksberechnung berücksichtigt werden.

Eine solche Einstufung der Anschlußcharakteristik wird als *Klassifizierung* bezeichnet und stellt einen zentralen Aspekt bei den folgenden Betrachtungen dar.

Testanwendungen im Stahlbau haben gezeigt, daß die Ausnutzung der Effekte, die sich bei der Berücksichtigung des tatsächlichen Anschlußverhaltens bei der Tragwerksberechnung ergeben, nicht nur eine kostengünstigere Anschlußkonstruktionen ermöglicht, sondern daß dadurch auch Materialeinsparungen von 5 - 10 % insbesondere bei den Riegelquerschnitten möglich sind.

Im Zusammenhang mit plastischen Bemessungsverfahren, die auf einer ausreichenden *Rotationskapazität* der Bauteile basieren und die durch Einführung der neuen nationalen Norm DIN 18 800 [1] und des Eurocode 3 [2] in der Praxis Anwendung finden können, gewinnt die Berücksichtigung der Anschlußcharakteristik ebenfalls an Bedeutung. Durch die Verformbarkeit der Anschlüsse einerseits und durch die Teiltragfähigkeit andererseits muß die erforderlichen Rotation nicht mehr vom Träger selbst erbracht werden, was sich wiederum günstig, d.h. wirtschaftlich, auf die Anwendung plastischer Bemessungsverfahren auswirkt. Auch Träger der Querschnittsklassen 2 oder 3, welche nur bedingt oder nicht mehr nach der Fließgelenktheorie bemessen werden dürfen, könnten mit diesem Verfahren dimensioniert werden, wenn die Anschlüsse die notwendigen Rotationen zur Umlagerung der inneren Schnittgrößen erbringen. Die Wechselwirkung zwischen Träger und Anschluß ist daher eng verbunden mit dem Begriff der Rotationskapazität von Trägern und Anschlüssen.

Es wird auch deutlich, daß eine isolierte Betrachtung der Anschlüsse nicht ausreicht, um neue Bemessungsverfahren für den Entwurf und die Bemessung von Anschlüssen zu entwickeln. Vielmehr müssen die Anschlüsse als Elemente im Gesamtsystem betrachtet werden, die infolge ihrer Festigkeit und ihrer Steifigkeit auch einen Einfluß auf das Antwortverhalten der Gesamtkonstruktion haben.

Eine genaue Kenntnis des Anschlußverhaltens wird aber auch von Bedeutung, wenn vorhandene Bauwerke im Zuge von Nutzungsänderungen für größere Beanspruchungen nachgewiesen werden müssen. Die Ertüchtigung von Anschlüssen ist meist einfacher und kostengünstiger als die Verstärkung von Trägerquerschnitten, oftmals stellt sie die einzige Alternative zur Bauwerksertüchtigung dar.

Wie anfangs dargestellt, ergibt sich also die Notwendigkeit, insbesondere bei den Anschlüssen in erster Linie nach ökonomischen Gesichtspunkten zu konstruieren. Voraussetzung ist jedoch, daß die Betrachtung der Anschlüsse vollständig in den gesamten Bemessungsprozess integriert wird. Solche Bemessungsabläufe werden im folgenden Abschnitt näher erläutert.

1.2 Bemessungskonzepte

Betrachtet man die übliche Vorgehensweise bei der Bemessung von Stahlkonstruktionen, so läßt sich ein typischer Ablauf für das *klassische Bemessungskonzept* wie folgt beschreiben, siehe **Bild 1**.

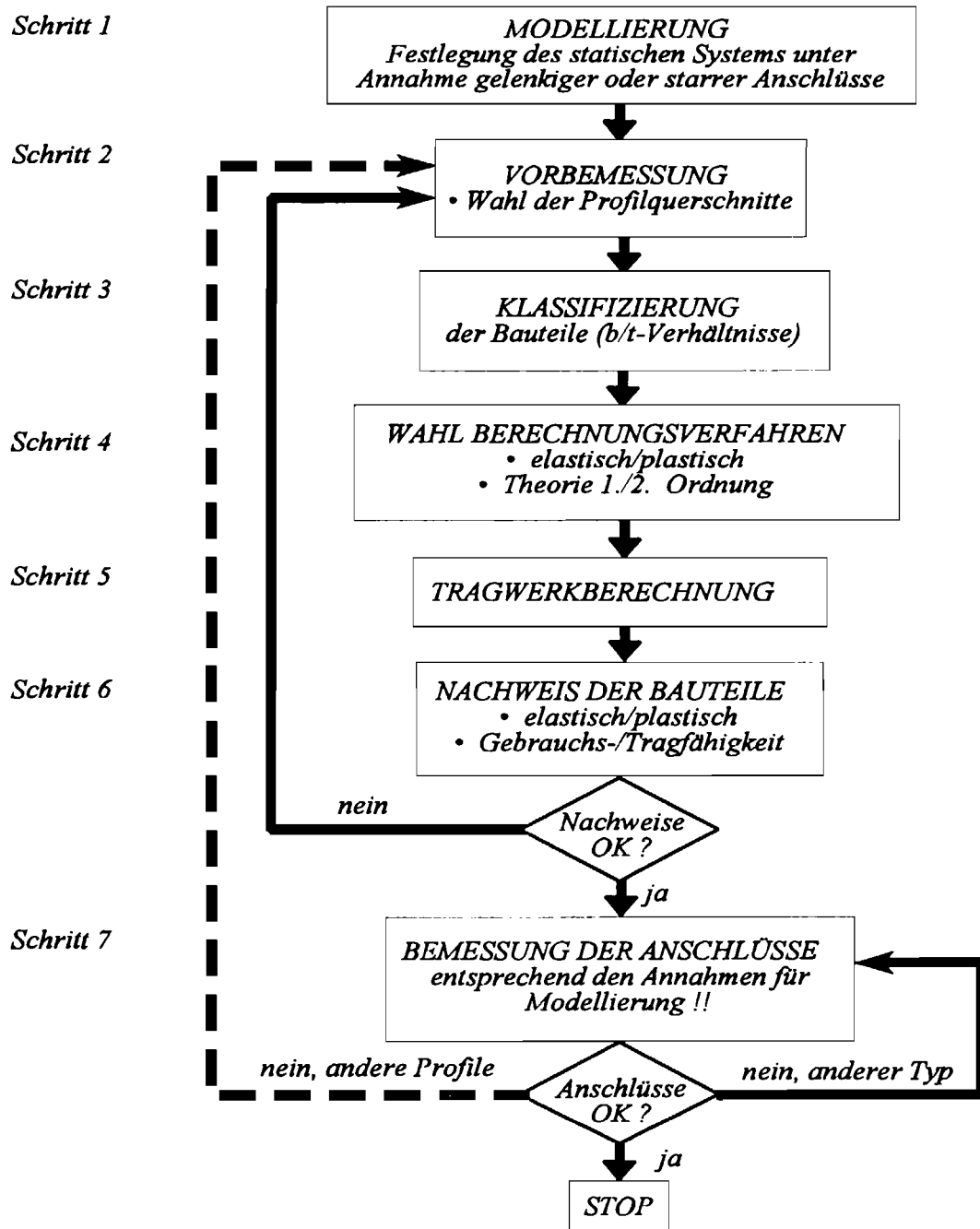


Bild 1: Das klassische Bemessungskonzept

Zunächst wird das Tragsystem diskretisiert. Bei der Festlegung des statischen Systems müssen Annahmen für das Verhalten der Anschlüsse (“gelenkig” oder “biegesteif”) getroffen werden (Modellierung). Die Belastung ist entsprechend den Lastnormen zu ermitteln.

Anschließend können die Profilquerschnitte gewählt werden (Vorbemessung, Schritt 2). Um ein geeignetes Berechnungsverfahren für die Tragwerksanalyse festlegen zu können (Schritt 4), sind die gewählten Profilquerschnitte zu klassifizieren. Hierbei wird mit Hilfe von b/t -Verhältnissen ermittelt, ob z.B. eine plastische Schnittgrößenumlagerung bei der anschließenden Tragwerksberechnung (Schritt 5) berücksichtigt werden kann. Nach der Bestimmung der Schnittgrößen sind die entsprechenden Nachweise für Bauteile und Querschnitte zu führen. Sind die Widerstände der gewählten Querschnitte nicht ausreichend, so sind neue Profile zu wählen (zurück zu Schritt 2) und die Schritte 3 bis 6 wiederholen sich. Wenn die Bauteilnachweise erfüllt sind, müssen die Anschlüsse bemessen werden. Hierbei müssen die für die Modellierung (gelenkig/starr) getroffenen Annahmen bei der konstruktiven Ausbildung der Anschlüsse realisiert werden. Können diese Annahmen mit dem gewählten Anschluß nicht erfüllt werden, so ist ein anderer Anschlußtyp zu wählen.

Ein Vorteil in diesem Konzept liegt darin, daß die Berechnung der Rahmenkonstruktion sowie die Bemessung der Träger und Stützen unabhängig vom Entwurf und der Bemessung der Anschlüsse erfolgen kann. Dies ist dann erforderlich, wenn die statischen Berechnungen beispielsweise in einem Ingenieurbüro und der detaillierte Entwurf und Nachweis der Anschlüsse von den Konstrukteuren der ausführenden Stahlbaufirma durchgeführt werden, was nicht nur in Deutschland übliche Praxis ist.

Nachteilig bei diesem Konzept ist aber die Tatsache, daß alle Berechnungen auf Annahmen für das Verhalten der Anschlüsse basieren und die Anschlüsse anschließend so zu konstruieren sind "wie man gerechnet hat". Dies führt bei Annahme eines starren Anschlusses häufig dazu, daß zusätzlich teure Steifen eingeschweißt werden müssen, um die geforderte Tragfähigkeit zu erreichen. Eine Überprüfung der erforderlichen Steifigkeit konnte überhaupt nicht durchgeführt werden, da hierfür bisher noch keine Bemessungswerkzeuge zur Verfügung standen. Die Annahme gelenkiger Anschlüsse bedeutet, daß Deckenträger als Einfeldträger bemessen werden. Hier wären im Stahlquerschnitt Einsparungen möglich, wenn man berücksichtigen könnte, daß Anschlüsse, die als gelenkig bezeichnet werden, tatsächlich eine signifikante Momententragfähigkeit ("teiltragfähig") aufweisen.

Um hier die Wirtschaftlichkeit zu verbessern, wäre es also notwendig, einen Anschluß bereits vor der Berechnung der Gesamtkonstruktion kostenoptimal auszubilden und dann danach zu fragen, was der Anschluß leistet, d.h. das tatsächliche Verhalten bei der weiteren Berechnung zu berücksichtigen. Aus dieser Forderung läßt sich ein neues, *modernes Bemessungskonzept* ableiten, daß im folgenden näher beschrieben wird. Bild 2 stellt dieses Konzept als Flußdiagramm dar.

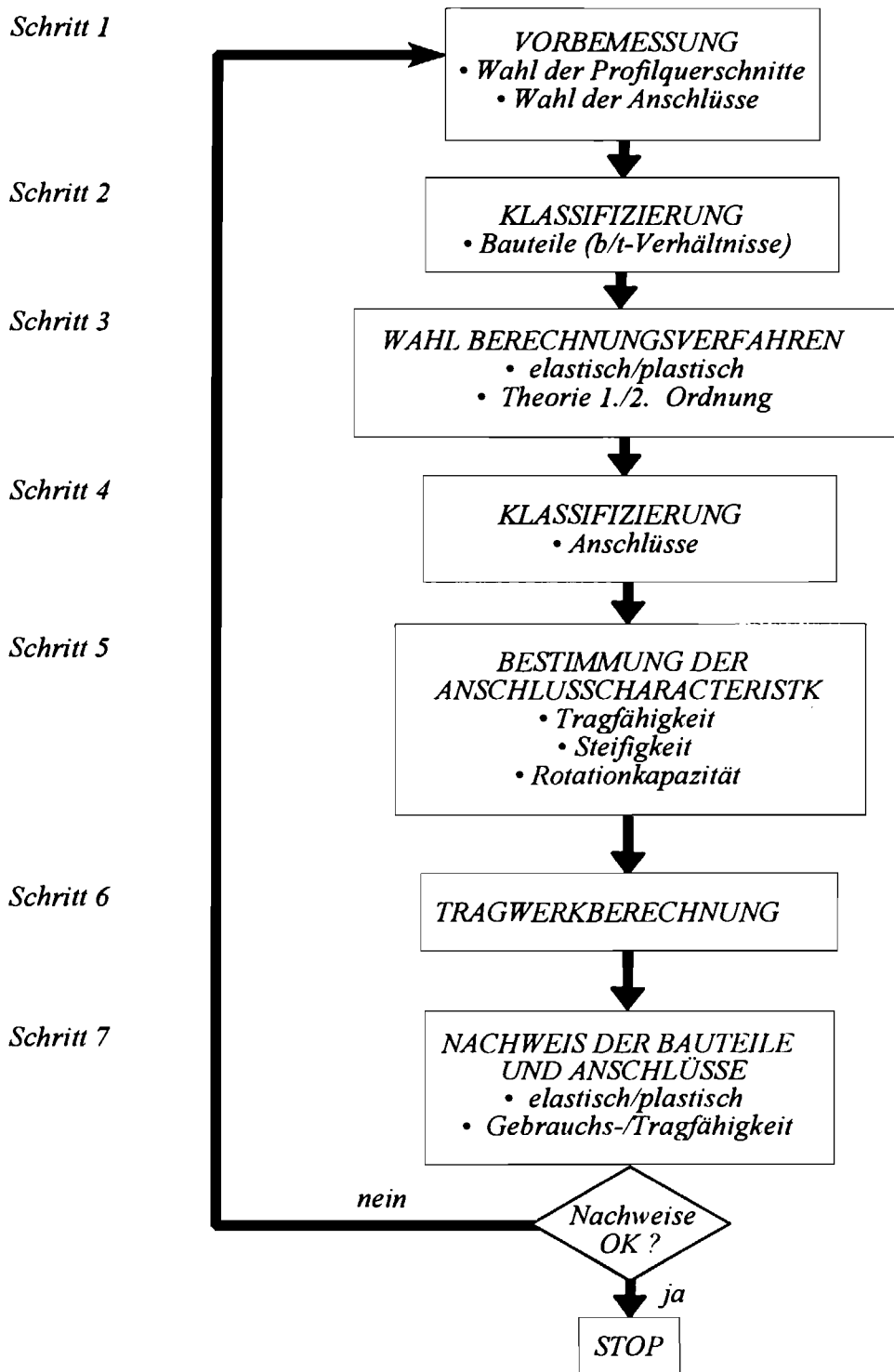


Bild 2: Das moderne Bemessungskonzept

Dieses Bemessungskonzept unterscheidet sich von dem zuvor beschriebenen klassischen Konzept im wesentlichen dadurch, daß die Anschlußdetails bereits vor der Tragwerksberechnung gewählt werden und so ihr tatsächliches Verhalten bei der Ermittlung der Schnittgrößen berücksichtigt werden kann. Anders ausgedrückt: Die Anschlüsse werden wie die Riegel und Stützen ebenfalls als Bauteile betrachtet, die durch ihre Steifigkeit, Tragfähigkeit und Rotationskapazität das Antwortverhalten des Gesamtsystems beeinflussen.

Nach der Ermittlung der Belastung beginnt der Bemessungsablauf mit der Vorbemessung der Bauteilquerschnitte und der Wahl geeigneter Anschlüsse. Im nächsten Schritt (2) können die Bauteilquerschnitte klassifiziert werden und abhängig von dieser Klassifizierung kann dann das Berechnungsverfahren gewählt werden (Schritt 3). Anschließend erfolgt die Klassifizierung der Anschlüsse (Schritt 4) und die erforderlichen charakteristischen Größen der Anschlüsse können ermittelt werden (Schritt 5). Nach der folgenden Tragwerksberechnung (Schritt 6) sind abschließend noch die Nachweise für die Grenzzustände zu führen (Schritt 7). Da das Verhalten der Anschlüsse bereits bei der Tragwerksberechnung berücksichtigt wurde, sind bei diesem Bemessungskonzept i.a. weniger Rücksprünge (Iterationen) erforderlich.

Mit diesem Bemessungskonzept können alle eingangs beschriebenen ökonomischen und technischen Vorteilen genutzt werden. Voraussetzung für ein solches Bemessungskonzept sind jedoch Bemessungsmodelle, mit denen das tatsächliche Verhalten von Anschlüssen bestimmt werden kann. Solche Bemessungsmodelle werden in der vorliegenden Arbeit ausführlich dargestellt.

Die hier beschriebenen Bemessungskonzepte stellen sicherlich die beiden Extremfälle dar. Varianten und Zwischenstufen, die die Vorteile beider Methoden nutzen, sind leicht zu realisieren.

Wie bereits zuvor erwähnt, sollen solche Bemessungsmodelle auch die Klassifizierung von Anschlüssen ermöglichen, d.h. bereits vor der Tragwerksanalyse kann entschieden werden, ob der gewählte Anschluß beispielsweise als "biegesteif" eingestuft werden kann. Damit kann dann z.B. folgende Zwischenstufe der beiden oben dargestellten Bemessungskonzepte für die praktische Anwendung sinnvoll sein:

Nach Auswahl kostengünstiger Anschlüsse werde diese zunächst klassifiziert. Können die Anschlüsse hierbei als "gelenkig" oder "biegesteif" eingestuft werden, so entfällt eine Berücksichtigung des Anschlußverhalten bei der Tragwerksberechnung. Die weitere Bemessung ist also weitgehend unabhängig von der Betrachtung der Anschlüsse ohne jedoch auf wirtschaftliche Vorteile beim Entwurf der Anschlüsse verzichten zu müssen.

1.3 Stand der Technik

Mit Einführung des Eurocode 3 als DIN-ENV-Dokument [2] ist es möglich, sowohl bei elastischer als auch bei plastischer Bemessung das Bauteil "Anschluß" mit der tatsächlichen Lastverformungscharakteristik bei der Berechnung der Gesamtkonstruktion zu berücksichti-

gen. Der Anhang J des Eurocode 3 stellt bereits Bemessungswerkzeuge zur Verfügung, mit deren Hilfe die wesentlichen Charakteristika eines Anschlusses (Tragfähigkeit, Steifigkeit und Rotationskapazität) bestimmt werden können. Das Modell berücksichtigt jedoch nur geschweißte Anschlüsse und geschraubte Stirnplattenanschlüsse für Riegel-Stützen-Verbindungen. Mit Hilfe der beiden erstgenannten charakteristischen Größen kann ein Anschluß dann hinsichtlich der Momenten-Tragfähigkeit (volltragfähig/teiltragfähig/gelenkig) bzw. hinsichtlich seiner Steifigkeit (starr/verformbar/gelenkig) klassifiziert werden.

Dieses Bemessungsmodell basiert im wesentlichen auf Untersuchungen, die Anfang der 80er Jahre in den Niederlanden durchgeführt wurden. Eine Zusammenfassung dieser Untersuchungen ist in [3] zu finden.

Weitergehende Forschungsprogramme /Kirby,Zandonini,Jaspart/ haben hauptsächlich den Einfluß des tatsächlichen Verhaltens der Anschlüsse auf die globale Tragfähigkeit der gesamten Konstruktion untersucht. Die Arbeiten bezogen sich sowohl auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit (plastische Tragfähigkeit, Stabilität, etc.) als auch auf den Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit (Verformungen). Untersucht wurden hierbei unverschiebliche und seitenverschiebliche Rahmensysteme. Die Studien stützen sich auf analytische und numerische Berechnungen. Die Ergebnisse wurden in der EKS Arbeitsgruppe TC 8.1/8.2 international harmonisiert und in einer EKS-Veröffentlichung zusammengefaßt [4]. Experimentelle Untersuchungen an ganzen Rahmensystem wurden erst in jüngster Vergangenheit durchgeführt [5,6]. Verwertbare Ergebnisse sind jedoch noch kaum vorhanden, da die riesige Datenmengen, die bei solchen Großversuchen ermittelt werden, nur in sehr aufwendigen Berechnungen ausgewertet werden können.

Auch der wirtschaftliche Vorteil bei der Anwendung von verformbaren Anschlüssen wurde in verschiedenen Studien deutlich aufgezeigt [7] Neuere Untersuchungen befassen sich nun mit der Modellbildung für das lokale Verhalten.

Erste Ergebnisse haben gezeigt, daß die im Eurocode 3 vorhandenen Bemessungsmodelle in einigen Punkten zu unsicheren Ergebnissen führen können bzw. im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit noch deutlich verbessert werden können [6,7].

Diese Ergebnisse haben dazu geführt, das CEN eine vollständige Überarbeitung des Eurocode 3 - Anhang J in Auftrag gegeben hat, um die neue Forschungsergebnisse berücksichtigen zu können. Die Arbeiten wurden gemeinsam vom Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH Aachen, vom MSM Department der Universität Liège und von TNO Building and Construction Research Delft durchgeführt [8]. Hintergrundinformationen sind in der vorliegenden Arbeit dokumentiert.

Weitere ausführliche Literaturverweise sind zu finden z.B. in [4],[9] und [10].

1.4 Zielsetzung

Im Hinblick auf eine optimale Ausnutzung des tatsächlichen Tragverhaltens von Anschlüssen waren umfangreiche Untersuchungen notwendig, um dem in der Praxis tätigen Ingenieur leistungsstarke, d.h. einerseits sehr einfache und andererseits technisch optimierte, d.h. einerseits wirtschaftliche und andererseits sichere Bemessungsregeln und -werkzeuge zur Verfügung stellen zu können. Diese Untersuchungen und die Ergebnisse sind in der vorliegenden Arbeit beschrieben.

Für den Ingenieur sind die Bemessungsmodelle, die in Normen und Richtlinien verankert sind, Grundlage für die Bemessung von Konstruktionen. Ein erstes Ziel der Arbeit war es daher, vorhandene Bemessungsmodelle zu verbessern und zu optimieren sowie einen entsprechenden Normenentwurf zu erarbeiten. Ein weiteres Ziel war die Erweiterung der vorhandenen Modelle für andere Anschlußtypen - z. B. für Riegel-Stützenverbindungen mit geschraubten Winkeln. Auf den Hintergrund der Modelle wird in der Arbeit ausführlich eingegangen. Auf Basis dieser Bemessungsmodelle können dann Bemessungshilfen (Tafelwerke, Software, etc.) entwickelt werden, die sicherlich für den Ingenieur das wichtigste Werkzeug bei der täglichen Bemessungspraxis darstellen.

Bei der Einführung neuer Bemessungskonzepte, in dem neuartige Bemessungsmodelle integriert werden und die Berücksichtigung verformbarer Anschlüsse ermöglicht wird, muß auch nach der Sicherheit der Konstruktion gefragt werden. Verformbare bzw. teiltragfähige Anschlüsse bewirken eine Umlagerung der Schnittgrößen im Gesamtsystem. Diese Umlagerungen können sich auf die Traglast der Konstruktion auswirken. Im Gebrauchszustand werden die globalen Verformungen der Konstruktion durch die Nachgiebigkeit der Anschlüsse beeinflusst. Die entwickelten Bemessungswerkzeuge dürfen also nicht nur den wirtschaftlichen Aspekten genügen. Sie müssen auch "sicher" sein. Aus diesem Grunde wurden umfangreiche Sicherheitsuntersuchungen für die Anwendung der neuen Modelle durchgeführt. Eine Überprüfung mit Versuchen ist hierbei unumgänglich.

Mit dieser Arbeit sollten also wesentliche Beiträge zur Verbesserung und Erweiterung des Anhangs J des Eurocode 3 geleistet werden. Durch die Mitarbeit des Autors in allen relevanten europäischen Arbeitsgremien (CEN/TC 250/SC 3, EKS TC 10, COST C1) konnten die Ergebnisse direkt international abgestimmt werden.

1.5 Vorgehensweise

Wie oben dargestellt sind bei der Lösung der angesprochenen Probleme einerseits die Anschlüsse selbst als eigenständiges Element zu betrachten und andererseits das gesamte Rahmentragwerk zu untersuchen, um die Einflüsse der Anschlußcharakteristik auf das Gesamtsystem zu untersuchen. Aus diesem Grund wurden die Arbeiten in mehrere Arbeitsschritte gegliedert, um zunächst beide Aspekte separat darzustellen und anschließend die Interaktion aufzuzeigen. Daraus ergibt sich folgende Vorgehensweise:

- Untersuchung von Rahmensystemen mit verformbaren Anschlüssen

Es werden die Effekte, die sich durch die Berücksichtigung der verformbaren Anschlüsse auf die Gesamtkonstruktion ergeben, dargestellt.

- Untersuchung des Bauteiles "Anschluß"

Für den isolierten Abschluß werden verbesserten und weiterentwickelten Bemessungsmodelle beschrieben, mit denen das tatsächliche Last-Verformungsverhalten von Anschlüssen vorhergesagt werden können.

- Sicherheitsuntersuchung der Bemessungsmodelle im Gesamtsystem

Zunächst werden den Bemessungsmodellen Versuchsergebnisse gegenübergestellt. Die mit Versuchen kalibrierten Bemessungsmodelle werden im Hinblick auf das Gesamtsystem untersucht, um Aussagen über die Sicherheit im Grenzzustand der Tragfähigkeit und auch im Grenzzustand der Gebrauchfähigkeit machen zu können.

2 Rahmen mit verformbaren Anschlüssen

2.1 Allgemeines

Anschlüsse sind die Bereiche in einer Konstruktion, in denen die einzelnen Bauteile eines Tragwerkes derart verbunden werden, daß die inneren Schnittgrößen von einem Bauteil in ein anderes Bauteil übertragen werden können. In einem typischen Rahmentragwerk ergeben sich unterschiedliche Anschlußkonfigurationen, wie sie im **Bild 3** dargestellt sind. Die im vorliegenden Bericht beschriebenen Untersuchungen beziehen sich dabei im wesentlichen auf Riegel-Stützen-Verbindungen, **Bild 4a**. Hierbei sind als Schnittkräfte insbesondere die inneren Momente zu berücksichtigen, während die Quer- und Normalkräfte für das Antwortverhalten des Gesamtsystems meist von untergeordneter Bedeutung sind. Die Momente in einem Anschluß bewirken Verformungen, die als relative Verdrehung (Rotation) ausgedrückt werden kann, **Bild 4b**.

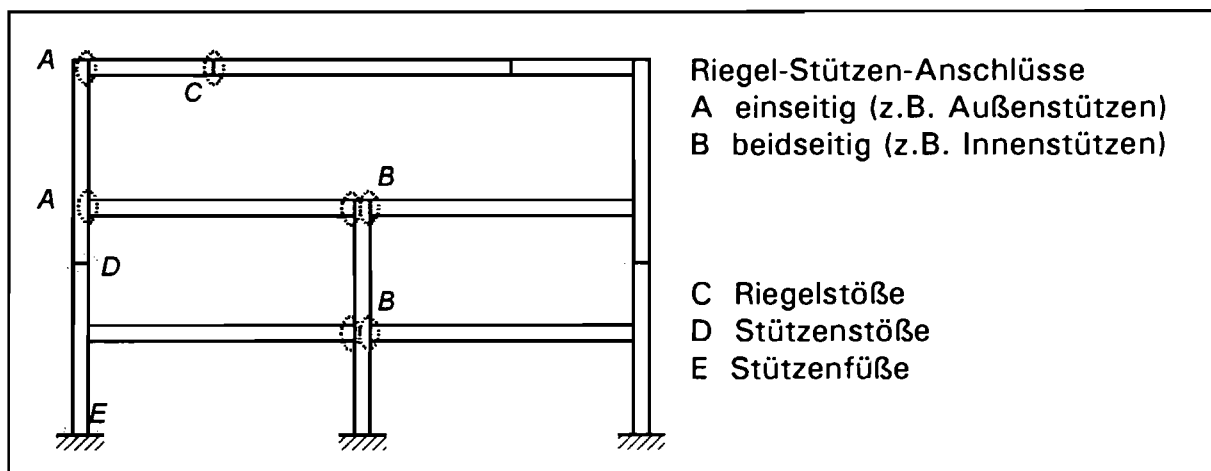


Bild 3: Anschlußkonfigurationen in Rahmentragwerken

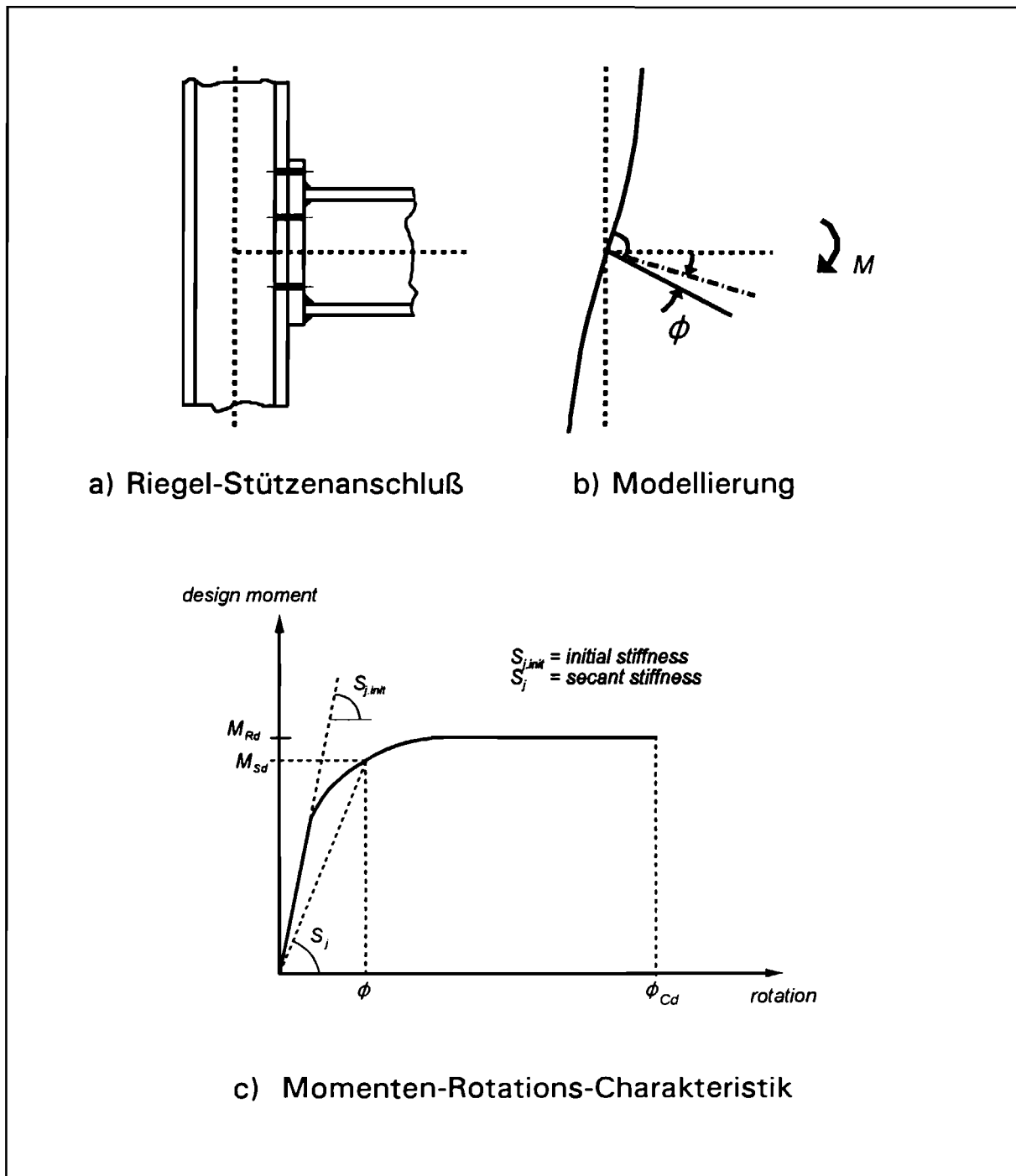


Bild 4: Momenten-Rotations-Charakteristik eines Anschlusses

Die tatsächliche Momenten-Rotations-Charakteristik eines Anschlusses ist im allgemeinen nichtlinear. Sie läßt sich für die weiteren Betrachtungen durch folgende charakteristischen Größen beschreiben, **Bild 4c**:

- Die *Tragfähigkeit* M_j des Anschlusses. Der Index j steht für 'joint'. Die Tragfähigkeit gibt das vom Anschluß maximal übertragbaren Momente an. Es kann zwischen einer elastischen und einer plastischen Tragfähigkeit unterschieden werden.
- Die *Steifigkeit* ist definiert als die Steigung der Momenten-Rotationkurve. Generell kann man unterscheiden zwischen der
 - elastischen oder Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$
 - Sekantenseifigkeit S_j
 - Tangentenseifigkeit $S_{j,tan}$Mit Hilfe der Steifigkeit wird die Verformbarkeit des Anschlusses beschrieben.

- Die *Rotationskapazität* ϕ ist als die maximale Verformung bei Eintritt des Versagens des Anschlusses definiert. Der Begriff der Rotationskapazität ist im Zusammenhang mit plastischer Bemessung aus zwei Gründen von großer Bedeutung:
 - Zunächst ist eine gewisse Rotationskapazität erforderlich, um eine plastische Umlagerung der inneren Kräfte im Anschluß selbst zu ermöglichen. Nur dann kann die plastische Tragfähigkeit des Anschlusses erreicht werden. Dies ist vergleichbar mit den Klasse 2-Querschnitten bei Bauteilen.
 - Eine zusätzliche "plastische" Rotationskapazität ist erforderlich, wenn ein Anschluß teiltragfähig ist (vgl. Kapitel 2.2) und dieser für eine Rahmenbemessung nach der Fleißgelenktheorie eingesetzt werden soll, vergleichbar den Klasse 1-Querschnitten bei den Bauteilen.

Analog lassen sich für einen Anschluß auch Last-Verformungs-Charakteristika für die anderen Schnittgrößen definieren. Es sei hier nur erwähnt, daß beispielsweise die durch Normalkräfte beeinflussten Deformationen in Stützenstößen oder in den Stützenfußpunkten von großer Bedeutung sein können, weil sich hier die Normalkräfte die Momenten-Rotationscharakteristik beeinflussen. Diese äußerst komplexen Probleme sind derzeit Gegenstand verschiedener europäischer Forschungsprojekte und werden im Rahmen des vorliegenden Berichtes nicht weiter verfolgt.

Für die weiteren Betrachtungen ist es hier zunächst nicht von Interesse, wie die oben definierten charakteristischen Größen bestimmt werden können. Darauf wird ausführlich im Kapitel 3 eingegangen.

Wenn in einer Konstruktion Anschlüsse eingesetzt werden, die nach ökonomischen Aspekten konstruiert sind, kann sich das tatsächliche Verhalten der Anschlüsse auf die Verteilung der Schnittkräfte und auf die Gesamtverformungen der Konstruktion auswirken. Um entscheiden zu können, ob solche Effekte bei der Berechnung des gesamten Tragwerkes vernachlässigbar sind, können die charakteristischen Werte, die das Last-Verformungsverhalten eines Anschlusses beschreiben, klassifiziert werden.

Im vorigen Kapitel wurde bereits der Begriff der Klassifizierung erwähnt. Im folgenden wird dieser Begriff definiert und genauer erläutert.

2.2 Klassifizierung

Unter der Klassifizierung von Anschlüssen versteht man die Einstufung der Last-Verformungscharakteristika (Momenten-Rotation-Kurve) in verschiedene "Klassen". Bei der Klassifizierung von Anschlüssen sind zwei Arten der Klassifizierung zu unterscheiden:

- Klassifizierung nach der Steifigkeit

Bei der Klassifizierung nach der Steifigkeit werden die Effekte der Steifigkeit des Anschlusses auf das Antwortverhalten der Gesamtkonstruktion bewertet. Hierbei sind drei Klassen möglich:

- gelenkig

Der Anschluß läßt relative Verdrehungen (Rotationen) zwischen den angeschlossenen Bauteilen zu, ohne daß dabei signifikante Momente übertragen werden, die das Verhalten des Gesamtsystems beeinflussen.

- starr

Unabhängig vom übertragenen Moment sind die relativen Verdrehungen (Rotationen) im Anschluß so klein, daß sie bei der Berechnung des Gesamtsystems vernachlässigt werden können.

(Anmerkung: Der Eurocode 3 verwendet den Begriff 'unverformbar'.)

- verformbar

Ein Anschluß, der weder als gelenkig noch als starr eingestuft werden kann, ist als verformbar zu klassifizieren.

- Klassifizierung nach der Festigkeit

Bei der Klassifizierung nach der Festigkeit werden die Effekte der Tragfähigkeit des Anschlusses auf das Antwortverhalten der Gesamtkonstruktion bewertet. Auch hier sind drei Klassen möglich:

- gelenkig

Der Anschluß kann keine signifikanten Momente übertragen, d.h. daß die Effekte auf das Verhalten des Gesamtsystems im Vergleich zu einem idealen Gelenk vernachlässigt werden können.

- volltragfähig

Die Momententragfähigkeit des Anschlusses ist größer als die Momententragfähigkeit der angeschlossenen Bauteile. Bei einer Bemessung nach der Fließgelenktheorie

werden sich plastische Gelenke immer in den Bauteilen und nie im Anschluß ausbilden.

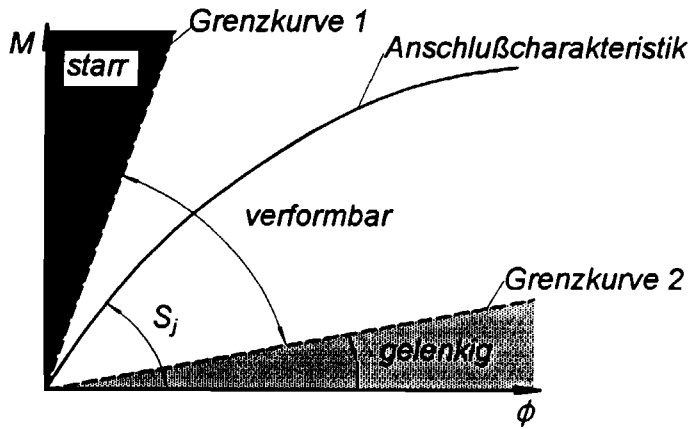
- teiltragfähig

Ein Anschluß, der weder als gelenkig noch als volltragfähig eingestuft werden kann, ist als teiltragfähig zu klassifizieren. Der Anschluß hat also eine signifikante Momententragfähigkeit, die maßgebend für die Schnittgrößenermittlung bzw. für die Bemessung ist. Bei plastischer Bemessung findet die Bildung von Fließgelenken im Anschluß selbst statt.

Anschlüsse werden klassifiziert, indem die Kenngrößen Festigkeit bzw. Steifigkeit mit Grenzwerten verglichen werden, wie dies in **Bild 5** schematisch dargestellt wird. Detaillierte Kriterien für ein Klassifizierungsmodell werden im Kapitel 3 näher beschrieben.

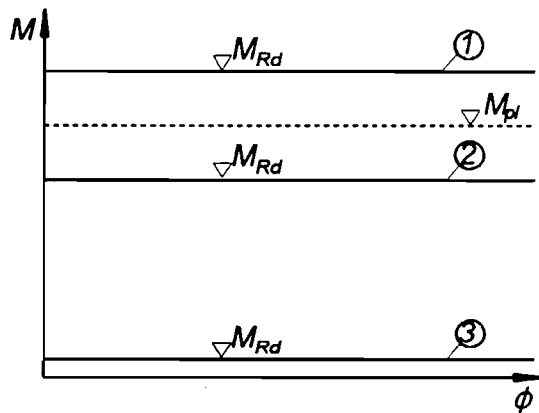
Warum Klassifizierung? Mit Hilfe der Klassifizierung von Anschlüssen kann abgeschätzt werden, ob das tatsächliche Verhalten (z.B. die tatsächliche Steifigkeit) bei der weiteren Berechnung des Tragwerkes berücksichtigt werden muß oder ob eine Modellierung mit extremen (und idealen) Annahmen (gelenkig/starr) möglich ist. Alternativ kann selbstverständlich das tatsächliche Verhalten immer bei der Tragwerksberechnung berücksichtigt werden. In diesem Fall erübrigt sich eine Klassifizierung.

A. Klassifizierung für Steifigkeit



S_j = Steifigkeit des Anschlusses

B. Klassifizierung für Tragfähigkeit



① $M_j > M_{pl}$: volltragfähig

② $M_j < M_{pl}$: teiltragfähig

③ $M_j \ll M_{pl}$: gelenkig

M_{pl} = Bezugswert
(maßgebende Momententragfähigkeit der angeschlossenen Bauteile)

Bild 5: Klassifizierung von Anschlüssen

2.3 Verfahren für die Tragwerksberechnung

Im vorigen Abschnitt wird gezeigt, daß es zwei Kriterien für eine Klassifizierung gibt. Ob ein Anschluß nach der Steifigkeit oder nach der Festigkeit zu klassifizieren ist, hängt von dem Verfahren ab, mit dem die Berechnung des Tragwerkes durchgeführt werden soll. In diesem Zusammenhang sind folgende Verfahren zur Tragwerksberechnung zu unterscheiden:

- Elastische Tragwerksberechnung

Bei der Berechnung der Schnittgrößen bzw. deren Verteilung wird nur die Steifigkeit der einzelnen Bauteile berücksichtigt. Die Anschlüsse sind daher auch nur nach der Steifigkeit zu klassifizieren.

Können die Anschlüsse als gelenkig oder als starr klassifiziert werden, so erfolgt die Berechnung der Konstruktion nach den traditionellen Verfahren, d.h. bei der Diskretisierung des Systems werden die Anschlüsse nur derart berücksichtigt, daß die Träger und Stützen durch Gelenke oder aber biegesteif gekoppelt werden. Für die gelenkigen Anschlüsse ist zu gewährleisten, daß sie die erforderlichen Verdrehungen ermöglichen. Ist ein Anschluß jedoch als verformbar einzustufen, dann bewirkt die Verformung des Anschlusses eine signifikante Änderung der Schnittgrößenverteilung bzw. der Gesamtverformung. In diesem Fall ist die elastische Steifigkeit des Anschlusses bei der Tragwerksberechnung zu berücksichtigen.

Nach der Berechnung der Beanspruchungen der Bauteile sind diese dann den vorhandenen Festigkeiten (Widerständen) gegenüberzustellen (Nachweis der Tragfähigkeit).

- Starr-plastische Tragwerksberechnung

Maßgebend für die Schnittgrößenverteilung im Gesamtsystem sind nur die Tragfähigkeiten der einzelnen Elemente. Die Anschlüsse sind also nur nach der Festigkeit zu klassifizieren, da die Steifigkeit der Anschlüsse keinen Einfluß auf die Tragfähigkeit des Systems hat.

Anschlüsse, die als gelenkig einzustufen sind, werden wie bei der elastischen Tragwerksberechnung als Gelenke zwischen den Tragwerksteilen dargestellt. Anschlüsse, die als volltragfähig klassifiziert werden können, haben keinen Einfluß auf die Schnittgrößenverteilung im System. Die angeschlossenen Bauteile werden biegesteif gekoppelt. Lediglich im Fall von teiltragfähigen Anschlüssen ist deren Festigkeit bei der Tragwerksberechnung zu berücksichtigen, da sich hierdurch andere Momentenumlagerungen ergeben. In diesem Fall sind dann auch die vorhandenen Rotationskapazitäten der Anschlüsse zu überprüfen.

- elastisch-plastische Tragwerksberechnung

Dieses Verfahren stellt quasi eine Kombination der beiden oben beschriebenen Verfahren dar. Daher ist eine Klassifizierung sowohl nach der Steifigkeit und als auch nach der Festigkeit durchzuführen.

Verfahren, mit denen die Klassifizierung von Anschlüssen durchgeführt werden können, werden im Kapitel 3 näher beschrieben.

Im folgenden soll nun genauer erläutert werden, welche Effekte sich für das Gesamtsystem ergeben, wenn das allgemeine Verhalten von Anschlüssen berücksichtigt werden muß. Dabei wird zunächst auf verformbare Anschlüsse (Kapitel 2.4) und dann auf teiltragfähige Anschlüsse (Kapitel 2.5) eingegangen.

2.4 Welche Effekte haben verformbare Anschlüsse auf das Gesamtsystem ?

Verformbare Anschlüsse sind dadurch definiert, daß sie das Verhalten des Gesamtsystems beeinflussen. Die Auswirkungen sollen nun qualitativ und quantitativ näher untersucht werden.

Wenn man die Effekte verformbarer Anschlüsse auf das Gesamtsystem aufzeigen will, kann man dies grundsätzlich von zwei verschiedenen "Standorten" aus betrachten: Auf der einer Seite kann man die Effekte der verformbaren Anschlüsse mit dem Verhalten einer Konstruktion mit starren Anschlüssen vergleichen. Dies wird der Fall sein, wenn man bei starren Anschlüssen aus Kostengründen z.B. Steifen einspart und sich so eine gewisse Verformbarkeit ergibt. Auf der anderen Seite können Anschlüsse, die üblicherweise als Gelenke betrachtet werden, durchaus eine nennenswerte Steifigkeit besitzen. Hier wäre als Beispiel der Anschluß eines Verbundträgers mit durchlaufender Bewehrung der Betonplatte zu nennen.

Je nach "Standort" lassen sich die im folgenden beschriebenen Effekte also unterschiedlich bewerten. Da eine Bewertung jedoch stark vom Einzelfall abhängt, soll hier auf eine solche Beurteilung, d.h. auf eine Aussage, ob die Effekte günstig oder ungünstig sind, weitestgehend verzichtet werden.

Sind die Anschlüsse einer Rahmenkonstruktion als verformbar zu klassifizieren (vgl. Abschnitt 2.2), ist die Anschlußsteifigkeit bei der Ermittlung der Schnittgrößen zu berücksichtigen. Hieraus resultiert zunächst eine Schnittgrößenumlagerung. Je nach statischem System kann sich dieser Effekt dann auf die Tragfähigkeit bzw. auf die Stabilität des Gesamtsystems auswirken. Auswirkungen auf die Gebrauchstauglichkeit einer Konstruktion können sich infolge von zusätzlichen Verformungen ergeben.

Dies soll im folgenden anhand eines Beispiels veranschaulicht werden:

Untersucht werden soll der in **Bild 6** dargestellte Balken mit der Länge l . Der Balken hat die Biegesteifigkeit EI und ist durch eine Gleichlast q belastet. Die Schnittgrößen und Verformungen werden nach der Elastizitätstheorie ermittelt.

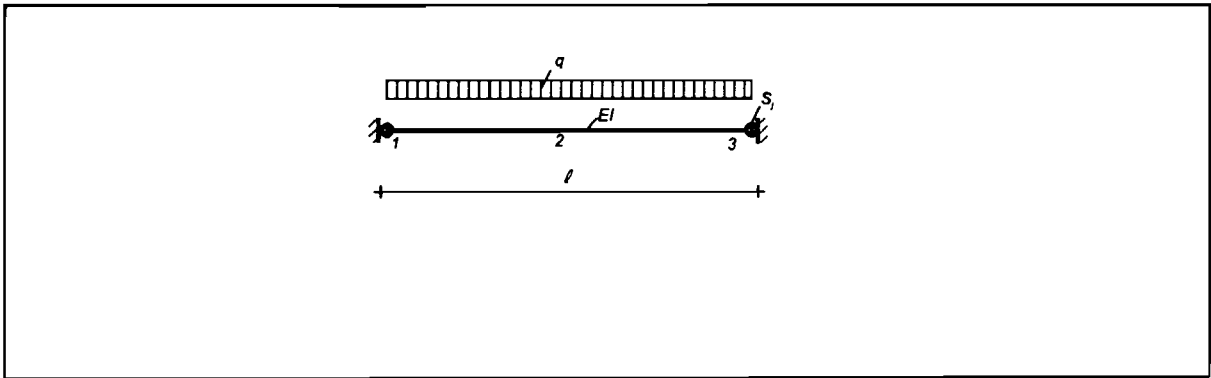


Bild 6: Beispiel: Träger mit verformbaren Anschlüssen

Wenn die Anschlüsse in den Punkten 1 und 3 die Anschlußsteifigkeit S_j haben, dann ergeben sich für den Balken folgende Schnittgrößen:

$$\text{Lager:} \quad M_1 = \frac{q \ell^2}{12 \left(1 + \frac{2 EI}{S_j \ell}\right)}$$

$$\text{Feld:} \quad M_2 = \frac{q \ell^2}{8} - \frac{q \ell^2}{12 \left(1 + \frac{2 EI}{S_j \ell}\right)}$$

Die vertikale Durchbiegung in Riegelmitte ergibt sich zu

$$\delta_v = \frac{5}{384} \frac{q \ell^4}{EI} - \frac{4}{384} \frac{q \ell^4}{EI \left(1 + \frac{2 EI}{S_j \ell}\right)}$$

Nimmt man nun verschiedene Steifigkeiten für den Anschluß an, der ergeben sich die in **Bild 7** dargestellten Schnittgrößen. Die Momente sind hier auf das Volleinspannmoment ($S_j \rightarrow \infty$) und die Anschlußsteifigkeiten auf die Riegelsteifigkeit bezogen. **Bild 8** zeigt die Durchbiegungen in Feldmitte in Abhängigkeit von der bezogenen Steifigkeit.

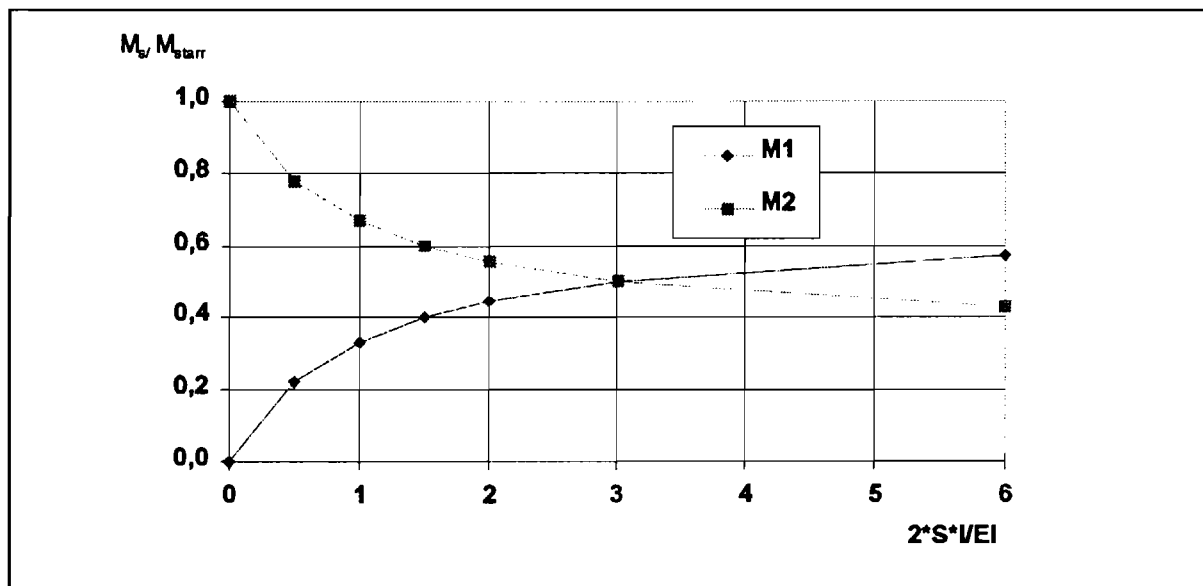


Bild 7: Stütz- und Feldmomente in Abhängigkeit von der Steifigkeit

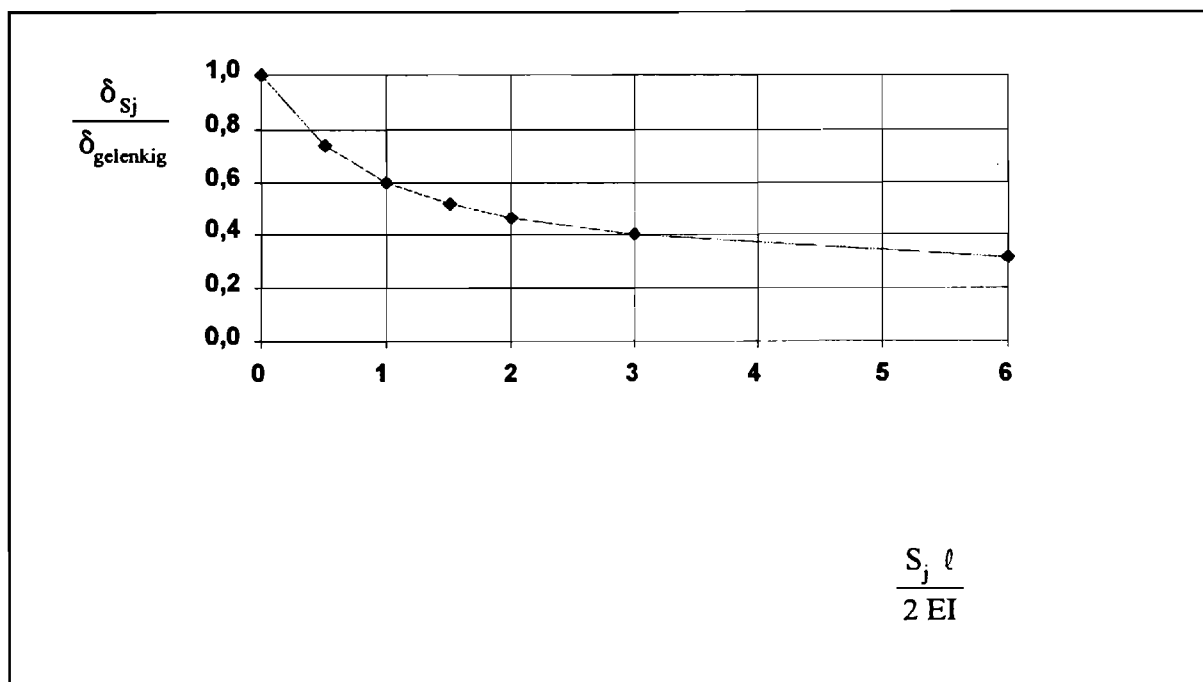


Bild 8: Durchbiegung in Abhängigkeit von der Steifigkeit

In 7 ist zu erkennen, daß sich die Schnittgrößen in dem Balken optimieren, d.h. minimieren lassen, wenn die Anschlüsse die "richtige" Steifigkeit (im Beispiel $S_j = 6EI/\ell$) aufweisen. Können also verformbare Anschlüsse berücksichtigt werden, kann entweder die Tragfähigkeit gesteigert oder der erforderliche Querschnitt reduziert werden. Dies gilt für das gezeigte

Beispiel sowohl bezogen auf gelenkige als auch auf starren Anschlüsse.

Der Einfluß der Anschlußsteifigkeit auf die Gebrauchsfähigkeit wird in **Bild 8** deutlich. Bereits durch geringe Steifigkeiten des Anschlusses lassen sich die Durchbiegungen im Vergleich zum Fall der gelenkigen Anschlüsse signifikant reduzieren!

In beiden Bildern wird auch deutlich, daß das System im Bereich kleiner Steifigkeiten sensibler reagiert, während sich die Systemantworten für größere Steifigkeiten asymptotisch an die Werte für den starren Anschluß annähern.

2.5 Welche Effekte haben teiltragfähige Anschlüsse auf das Gesamtsystem ?

Hier ist zu unterscheiden, ob die Tragwerksberechnung elastisch oder plastisch durchgeführt werden soll.

Wenn das Tragwerk nach der Elastizitätstheorie berechnet wird, haben teiltragfähige Anschlüsse keine direkten Effekte auf die Schnittgrößenverteilung. Beim anschließenden Nachweis der Bauteile ist dann lediglich zu überprüfen, ob die inneren Schnittkräfte kleiner als die Tragfähigkeiten der Anschlüsse sind.

Wird das Tragwerk nach plastischen Berechnungsverfahren bemessen, so ist die Tragfähigkeit der Anschlüsse bei der Schnittgrößenermittlung zu berücksichtigen, da sich mögliche Fließgelenke in den Anschlüssen und nicht in den angeschlossenen Bauteilen bilden werden.

2.6 Welche Parameter beeinflussen solche Effekte ?

Die beiden wesentlichen Parameter, die das Antwortverhalten des Tragwerkes beeinflussen, sind die charakteristischen Größen

- Steifigkeit und
- Tragfähigkeit

des Anschlusses selbst. Als weitere Einflußparameter sind zu nennen:

- das statische System und
- die Belastung.

Die Bedeutung der einzelnen Parameter wird im folgenden näher erläutert.

2.6.1 Steifigkeit

Die Steifigkeit hat dann einen signifikanten Einfluß, wenn der Anschluß als verformbar zu klassifizieren ist. Zum einen führt die spezifische Steifigkeit zu einer Momentenumlagerung, so daß sich dadurch die Tragfähigkeit des Systems ändert. Zum anderen addieren sich die

Verformungen in den Anschlüssen zu den Verformungen, die sich im wesentlichen aus den Durchbiegungen der Träger und Stützen ergeben, so daß die Gesamtverformung im allgemeinen größer wird. Wie stark sich der Einfluß der Steifigkeit jedoch auf das Gesamtsystem auswirkt, hängt zusätzlich noch von anderen Parametern ab. In seitlich unverschieblichen Systemen (siehe auch 2.6.3) kann der Einfluß auf die Gesamtverformung meist vernachlässigt werden, während sich die Umlagerung der Momente auf die Stabilität bzw. auf die Tragfähigkeit des System auswirken kann.

2.6.2 Tragfähigkeit

Die Festigkeit hat dann einen signifikanten Einfluß, wenn der Anschluß als teiltragfähig zu klassifizieren ist und plastische Berechnungsverfahren zur Schnittgrößenermittlung benutzt werden. Die Bildung von Fließgelenken kann hierbei im Anschluß stattfinden, was eine andere Momentenumlagerung zur Folge haben kann.

2.6.3 Statisches System

Das statische System hat ebenfalls einen bedeutenden Einfluß. Hierbei muß man allerdings zwischen verschiedenen Systemen differenzieren:

Das wichtigste Kriterium ist die *Seitenverschieblichkeit* eines Systems. Bei den

- seitlich verschieblichen Systemen

wird im allg. der Gebrauchszustand (also die Verformungen) als Bemessungskriterium maßgebend sein, während bei den

- seitlich unverschieblichen Systemen

normalerweise der Grenzzustand der Tragfähigkeit maßgebend ist.

Da also bei seitlich verschieblichen Systemen andere Einflußparameter dominieren als bei seitlich unverschieblichen Systemen, ist dieses Kriterium bei allen Untersuchungen immer zu berücksichtigen.

Desweiteren ist der Einfluß von Steifigkeit und Festigkeit abhängig von

- den Stützweiten und
- dem Verhältnis der Riegel- und Stützensteifigkeiten.

Diese Parameter lassen sich durch die *Rahmenkennzahl* k ausdrücken. Die Rahmenkennzahl k ist definiert als:

$$k = \frac{EI_b h}{\ell EI_c}$$

Außerdem sind noch zu nennen:

- Anzahl der Stockwerke und Schiffe
- Empfindlichkeit des Systems gegenüber Effekten aus Theorie 2. Ordnung.

2.7 Darstellung der Effekte anhand von Parameterstudien

2.7.1 Vorgehensweise

Um die oben aufgezeigten Einflüsse aufzeigen zu können, wurden Parameterstudien an Stahl-Rahmentragwerken durchgeführt.

Die Parameterstudien wurden mit dem am Lehrstuhl entwickelten nichtlinearen Stabwerkprogramm DYNACS durchgeführt. Um ein beliebiges Anschlußverhalten simulieren zu können, wurde das Programm derart erweitert, daß zwischen den Balkenelementen nichtlineare Rotationsfedern angebracht werden können. Damit ist es möglich, verformbare und/oder teiltragfähige Anschlüsse innerhalb der Rahmen zu berücksichtigen.

Um aus den Berechnungen Ergebnisse sowohl für den Gebrauchszustand als auch für den Traglastzustand zu erhalten, wurde für alle Rahmensysteme eine Last-Verformungskurve ermittelt, die die Beziehung zwischen aufgebrachtter Belastung und den Rahmenverschiebungen bis zum Erreichen der Traglast angibt.

Gleichzeitig sollten diese systematischen Untersuchungen so ausgewertet werden, daß sich Aussagen über die *erforderlichen Rotationen in den Anschlüssen* ermitteln lassen. Hierzu werden die tatsächlich aufgetretenen Rotationen in den Anschlüssen protokolliert.

2.7.2 Darstellung

Bei den Parameterstudien werden die Einflüsse zum einen auf die Gesamttragfähigkeit (Traglast) des Systems und zum anderen auf die Verformungen im Gebrauchszustand untersucht. Bei der Darstellung der Ergebnisse werden diese Systemantworten daher als Ordinate dargestellt. Zur besseren Vergleichbarkeit werden bezogen Größen angegeben.

Da die Effekte im wesentlichen von den Größen Festigkeit und Steifigkeit der Anschlüsse abhängen, werden die Ergebnisse der durchgeführten Parameterstudien auch in Abhängigkeit dieser Parameter aufgetragen. Um auch hier dimensionslose Größen darstellen zu können, werden die Steifigkeiten bzw. Festigkeiten auf die entsprechenden Größen der Riegel bezogen.

Die anderen Parameter werden dann jeweils in Form von Kurvenscharen berücksichtigt.

2.8 Ergebnisse

Die grafische Darstellung der Ergebnisse ist in Anlage 4 und 5 im einzelnen wiedergegeben.

2.9 Zusammenfassung

Die Parameterstudien zeigen, wie die Tragfähigkeit auch von der Anschlußsteifigkeit abhängig ist. Man erkennt, daß es kritische Bereiche für die Steifigkeit gibt, in denen das Systemverhalten quasi von "verformbar" auf "starr" wechselt. Dies zeigt deutlich, wie wichtig es ist, ausreichend genaue Klassifizierungsgrenzen in den Normen zu verankern. Studien aus England und Belgien haben gezeigt, daß die z.Zt im Eurocode 3 vorhandenen Klassifizierungskriterien (Grenzwerte) sicher, aber teilweise sehr unwirtschaftlich sind. Hier besteht noch Handlungsbedarf.

3 Bemessungsmodelle für Anschlüsse

3.1 Allgemeines

Wie in den vorigen Kapiteln gezeigt, müssen vollständige Bemessungsmodelle für Anschlüsse verschiedene Elemente beinhalten, damit das tatsächliche Verhalten von Anschlüssen im Hinblick auf die Sicherheit und die Wirtschaftlichkeit bei der Tragwerksbemessung berücksichtigt werden kann:

a) Charakterisierung

Das wichtigste Element ist die Charakterisierung des Anschlusses, d.h. die Bestimmung der charakteristischen Kenngrößen:

- Tragfähigkeit
- Steifigkeit
- Rotationskapazität.

Bei der Bestimmung der Tragfähigkeit ist das elastisch-plastische Materialverhalten zu berücksichtigen, durch das eine plastische Umlagerung der Kräfte im Anschluß ausgenutzt werden kann.

b) Modellierung

Im allgemeinen Fall ist das Verhalten der Anschlüsse bei der Diskretisierung und Berechnung des Gesamtsystems zu berücksichtigen. Daher ist es wichtig, ebenfalls Regeln zur Verfügung zu stellen, wie das Anschlußverhalten im Gesamtsystem (z.B. durch Ersatzfedern) dargestellt werden kann. Dieser zweite Schritt, also die Integration der Anschlußcharakteristik in das Rahmentragwerk, wird als Modellierung bezeichnet.

c) Klassifizierung

Auf die Bedeutung der Klassifizierung wurde bereits im Kapitel 2 ausführlich eingegangen. Grenzkriterien für eine Klassifizierung von Anschlüssen sind also ebenfalls ein wesentliches Element solcher Bemessungsmodelle.

Bemessungsmodelle, die das Trag- und Verformungsverhalten von Anschlüssen beschreiben, sollten möglichst so entwickelt werden, daß eine Berücksichtigung des Gesamtsystems möglichst vernachlässigt werden kann. Da jedoch im allgemeinen eine Interaktion zwischen dem lokalen Anschlußverhalten und dem globalen Verhalten der gesamten Struktur besteht, kann eine solche Forderung nur durch geeignete, d.h. auf der sicheren Seite liegende, vereinfachende Annahmen erfüllt werden.

Die Güte von Bemessungsmodellen ist durch eine Kalibrierung mit Versuchsergebnissen zu

beurteilen. Um solche Bewertungen auch statistisch absichern zu können, ist eine Vielzahl von Versuchsergebnissen erforderlich. Wegen der großen Datenmengen, die bei Versuchen mit Riegel-Stützen-Anschlüssen gemessen werden, ist es erforderlich, solche Versuchsergebnisse in einer Datenbank zu speichern, die dann für die weitere Auswertungen genutzt werden kann. Obwohl in der Vergangenheit etliche Versuche durchgeführt worden sind, war eine solche Datenbank bisher noch nicht verfügbar. Im Rahmen die hier beschriebenen Arbeiten mußten also zunächst existierende Versuchsergebnisse gesammelt und systematisch aufbereitet werden. Diese Datenbank wird daher im Abschnitt 3.2 näher erläutert.

Alternativ können Bemessungsmodelle auch durch Vergleiche mit numerischen Simulationen kalibriert werden. Dies ist insbesondere dann erforderlich, wenn nicht ausreichende Versuchsergebnisse zur Verfügung stehen. Die numerische Simulation z.B. von geschraubten Stirnplattenanschlüssen ist jedoch mit einem erheblichen Rechenaufwand verbunden. Zusätzlich sind hier noch weitere Probleme wie Kontakt, Schlupf, Reibung, etc. zu berücksichtigen. Diese Effekte erfordern einen erheblichen Aufwand bei einer Modellierung mit Finiten Elementen.

3.2 Versuchsdatenbank

3.2.1 Konzept zur Erstellung einer Datenbank

Bei der Planung und Erstellung einer Versuchsdatenbank sind im wesentlichen folgende Ziele zu verfolgen:

1. Versuchsergebnisse zu sammeln und so aufzubereiten, daß sie direkt für weitere Untersuchungen zur Verfügung stehen. Hierfür ist es erforderlich, einen Standard für die Datenstruktur festzulegen, um die in den verschiedensten Forschungsprojekten durchgeführten Experimente zusammenfassen zu können.
2. Einfachen und schnellen Zugriff auf die Daten zu bieten.
3. Die Daten sicher abzuspeichern.
4. Versuchsergebnisse auf einfache Weise auch anderen Forschungsstellen zugänglich zu machen.

Zusätzlich zu diesen Aspekten kann eine existierende Datenbank jedoch auch bei der Planung neuer Versuche genaue Hinweise darüber geben, welche Daten für weitere Auswertungen relevant und daher im Versuch gemessen werden sollten.

Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, sind verschiedene Möglichkeiten denkbar, eine Datenbank für Versuchsergebnisse zu realisieren. Zunächst ist ein geeignetes Medium zu finden, auf dem die Datenbank entwickelt werden soll. Hier sind drei Alternativen vorhanden: PC's, Workstations und Großrechner. Grundsätzlich sind alle genannten Computersysteme als Medium möglich, betrachtet man jedoch Art und Umfang des gestellten Problems, so erscheint der PC, der preisgünstig und weit verbreitet ist, durchaus geeignet. Kommerzielle Softwarepakete, die als Entwicklungstools genutzt werden können, sind vielfältig vorhanden. Die Weitergabe der Daten kann problemlos mittels Disketten erfolgen. Eine zentrale Datenbank, auf die über die internationalen Netzwerke zugegriffen werden kann, ist zwar durchaus realisierbar. Derzeit fehlen jedoch die finanziellen Mittel, um ein

solches System zu installieren und zu pflegen.

In eine solchen Datenbank für Versuchsergebnisse sind alle Informationen aufzunehmen, die für die spätere Auswertung der Ergebnisse von Bedeutung sind. Dies sind:

- Geometrie und Materialien des Versuchskörpers
- Versuchseinrichtung und Randbedingungen (Testrahmen, etc.)
- gemessene Last-Verformungskurven
- Versagensart und sonstige Beobachtungen

Die genaue Beschreibung der Versuchseinrichtung ist von großer Bedeutung. Die Erfahrung hat gezeigt, daß manchmal auch signifikante Verformungen in den Prüfraumen auftreten, die bei der späteren Auswertung wieder eliminiert werden müssen. Ist hier eine entsprechende Dokumentation nicht vorhanden, so sind später ganze Versuchsserien für die spätere Auswertung nicht brauchbar.

Wie bereits erwähnt, soll eine Versuchdatenbank alle Ergebnisse, die in Versuchen erhalten wurden, aufnehmen. Dies sind zunächst die Nominalwerte, also die durch die Planung vorgegebenen Daten, beispielsweise standardisierte Profile und genormte Materialien. Da diese Nominalwerte jedoch von den tatsächlichen Werten abweichen können, sind im Versuch für die meisten Fälle auch die Ist-Werte zu messen. Diese gemessenen Werte sind ebenfalls in der Datenbank abzuspeichern.

Es sei betont, daß eine Datenbank nur direkte Versuchsergebnisse und keine Interpretation der Daten enthalten sollte. Von dieser Regel kann nur abgewichen werden, wenn dies entsprechend kennlich gemacht ist. An dieser Stelle seien die gemessenen Last-Verformungskurven genannt. Bei den hier betrachteten Versuche an verformbaren Anschlüssen soll normalerweise eine Momenten-Rotations-Beziehung ermittelt werden. In den Versuchen werden jedoch zumeist Kräfte von Pressen und verschiedene Verschiebungen gemessen, aus denen dann erst eine Momenten-Rotations-Beziehung ermittelt werden muß. Dieser Schritt erfordert jedoch eine detaillierte Kenntnis aller Versuchsdetails. Es ist daher empfehlenswert, neben den gemessenen Last-Verformungs-Kurven auch eine hieraus ermittelte Momenten-Rotationskurve abzuspeichern und zusätzlich festzuhalten, wie diese ermittelt wurde.

Um gemessene Last-Verformungskurven für weitere Auswertungen nutzen zu können, wird es teilweise erforderlich sein, solche Kurven zu "glätten", da beispielsweise solche gemessenen "Zick-Zack-Kurven" einer Anschlußcharakteristik als Eingabedaten für ein Stabwerksprogramm unbrauchbar sind. Es ist daher sinnvoll, wenn mit dem Datenbanksystem entsprechende Werkzeuge zur Verfügung gestellt werden, um diese Vereinfachungen sinnvoll durchführen zu können.

Um einen einfachen und schnellen Zugriff auf die Daten sicherzustellen, ist ein solches Datenbanksystem an eine Benutzeroberfläche zu koppeln, über die dann alle Werkzeuge zur Datenbe- und weiterverarbeitung zur Verfügung gestellt werden. Das Kernstück eines Datenbanksystems stellen jedoch die eigentlichen Datenbankdateien dar.

3.2.2 Datenbanksystem SERICON

Um die vorhandenen Bemessungsmodelle anhand von Versuchsergebnissen kalibrieren zu können, ist es erforderlich, daß ausreichend viele Versuchsergebnisse zur Verfügung stehen. Eine Sammlung solcher Versuchsdaten war jedoch nicht verfügbar, so daß eine Datenbank für Versuche an Riegel-Stützen-Anschlüssen erst angelegt werden mußte. Zunächst mußten Versuchsergebnisse gesammelt werden. Wegen der großen Datenmengen, die bei der Durchführung solcher Versuche gemessen werden, war es erforderlich ein komplettes Datenbanksystem zu entwickeln. Dieses Datenbanksystem - SERICON (SEmi-RIgid-COConnections) genannt - wurde zunächst für reine Stahlanschlüsse erstellt und soll hier kurz beschrieben werden. SERICON wurde jedoch so konzipiert, daß eine Erweiterung für Verbundanschlüsse einfach realisiert werden konnte. Dies wurde auch bereits im Rahmen anderer Projekte für einige Verbundanschlußtypen realisiert.

SERICON ist für IBM-kompatible PC's unter MS-DOS entwickelt worden und besteht im wesentlichen aus zwei Komponenten:

- aus einem Programm (Benutzeroberfläche), das den Zugriff auf die Datenbanken auf einfache Weise ermöglicht und
- aus den eigentlichen Datenbanken, die die Versuchsergebnisse enthalten.

Die Datenbanken setzen sich wiederum aus mehreren Komponenten zusammen: Zunächst existieren für die Versuchsergebnisse verschiedener Anschlußtypen separate Datenbanken, da zur Beschreibung unterschiedlicher Anschlußtypen auch verschiedenartige Datenbankstrukturen erforderlich sind. Folgende Anschlußtypen wurden bisher berücksichtigt:

- geschweißte Riegel-Stützen-Anschlüsse (WELDED)
- Riegel-Stützen-Anschlüsse mit geschraubten Kopfplatten (ENDPLATE)
- Riegel-Stützen-Anschlüsse mit geschraubten Winkelprofilen (CLEATED)

Neben Versuchsergebnissen an vollständigen Anschlüssen wurden auch zahlreiche sogenannte Grundversuche in verschiedenen Forschungsstellen durchgeführt, die inzwischen teilweise auch in entsprechenden Datenbanken gespeichert wurden.

Zusätzlich zu den Datenbanken, die die Versuchsergebnisse enthalten, wurden auch mehrere Datenbanken mit genormten Material-, Profil- und Schraubendaten angelegt. Diese Datenbanken werden benutzt, um einerseits vollständige Informationen hinsichtlich der nominellen Daten der für die Versuche eingesetzten Profile und Materialgüten zu haben und um andererseits zu vermeiden, daß solche Daten für jeden Versuch separat abgespeichert werden müssen.

Die verschiedenen Datenbanken können nun über einfache Mechanismen miteinander gekoppelt (in Relation gesetzt) werden, so daß es sich letztlich um ein relationales Datenbanksystem handelt.

Die im Versuch gemessenen Last-Verformungskurven stellen eine sehr wichtige Komponente innerhalb der Datenbanken dar. Um vorhandene Daten, die teilweise während der

Versuchsdurchführung direkt digital erfaßt wurden, möglichst einfach an das Datenbanksystem koppeln zu können, werden die Kurven im ASCII-Format abgespeichert.

Als Datenbankformat für die übrigen Versuchsergebnisse wurde ein kommerzielles Datenbankformat (dBase III) gewählt. Dadurch ist die Möglichkeit gegeben, die Datenbanken mit den verschiedensten Programmen zu sichten oder zu bearbeiten. Dies erfordert jedoch eine genaue Kenntniss der Datenbankstrukturen und Verknüpfungen der einzelnen Datenbanken.

Um einerseits die Daten einfach und schnell für weitere Auswertungen vorbereiten zu können und um andererseits auch eine Möglichkeit zu schaffen, die Versuchsergebnisse auch anderen Forschungsstellen zugänglich zu machen, wurde eine Benutzeroberfläche erstellt. Diese hat im wesentlichen zwei Aufgaben: Durch die Benutzeroberfläche werden

1. die Beziehungen (Relationen) zwischen den einzelnen Datenbanken aufgebauten und
2. der Zugriff auf alle vorhandenen Datenbanken ermöglicht.

Während die unter 1. beschriebene Funktion für den Benutzer nicht sichtbar ist, wird der Zugriff auf die Daten durch viele Funktionen unterstützt. Die wichtigsten Funktionen sind nachfolgend aufgeführt und kurz erläutert:

Zunächst können die gespeicherten Versuche in einer Kurzliste durchgeblättert werden. Aus dieser Liste können dann einzelne Versuche selektiert werden. Den Zugriff auf die Einzeldaten bieten umfangreiche Bildschirmmasken. Die Eingabe neuer Versuche ist ebenfalls über solche benutzerfreundlichen Eingabemasken möglich. Die Last-Verformungskurven können mit einem Editor bearbeitet werden und mit Hilfe eines Grafikprogrammes als Diagramm dargestellt werden.

Alle Daten eines Versuches können auch als Datenblätter (data sheets) ausgedruckt werden. Beispielhaft ist der Ausdruck für einen Versuch im **Anlage 7** zu finden.

Um die Daten für die weitere Auswertung vorzubereiten, besteht die Möglichkeit, sogenannte Filter zu definieren. Mit Hilfe von Filtern können Versuchsergebnisse identifiziert werden, die gemeinsame Eigenschaften besitzen, z.B. Versuche mit dem gleichen Anschlußtyp, dem gleichen Riegelprofil, oder ähnliches. Die Daten von so selektierten Versuche können in andere Datenformate konvertiert (exportiert) werden. Diese Export-Dateien dienen wiederum direkt weiteren Auswerteprogrammen als Eingabedaten und enthalten nur die hier benötigten Informationen. Durch diese Technik ist es möglich, Versuchsergebnisse flexibel und automatisiert z.B. in Parameterstudien einzubinden.

Durch das Datenbanksystem SERICON stehen nun die für die Kalibrierung von Bemessungsmodellen benötigten Versuchsergebnisse zur Verfügung.

3.2.3 Überblick über den Datenbestand in SERICON

Das größte Problem bei der Zusammenstellung und Eingabe von Versuchsergebnisse ist immer

die Qualität der Versuchsdokumentation in vorhandenen Forschungsberichten. Teilweise sind die Versuchsergebnisse nur unvollständig dokumentiert. An anderen Stelle treten Widersprüche auf. Oft fehlen Angaben über gemessene Materialkennwerte, die für weitere Auswertungen von großer Bedeutung sind. Aus diesen Gründen konnte nur ein Teil der tatsächlichen Versuche in den Datenbanken gespeichert werden. Insgesamt sind derzeit ca. 200 Versuche an Stahlschlüssen in SERICON gespeichert:

- WELDED: ca. 90 Versuche
- ENDPLATE: ca. 60 Versuche
- CLEATED: ca. 50 Versuche

3.3 Eurocode 3 und Anhang J (alt)

Der Eurocode 3, Teil 1.1, der als DIN-ENV 1993 in Verbindung mit der DASt-Richtlinie 103 (NAD, [11]) in Deutschland eingeführt ist, enthält im Kapitel 6.9 die grundlegenden Regeln für die Bemessung von Riegel-Stützen-Anschlüssen. Neben diesen Regeln enthält der Anhang J "Träger-Stützen-Verbindungen" des EC 3, Teil 1.1 detaillierte Anwendungsregeln, mit deren Hilfe die charakteristischen Größen von solchen Anschlüssen berechnet werden können. Diese Anwendungsregeln basieren im wesentlichen auf Untersuchungen, die Anfang der 80er Jahre von ZOETEMEIJER an der Universität Delft durchgeführt worden sind. Sie sind in fast identischer Form in der holländischen Stahlbaunorm [12] enthalten.

Die im Anhang J des EC 3 enthaltenen Bemessungsregeln berücksichtigen für die Berechnung der Tragfähigkeit die Möglichkeit plastischer Schmittgrößenumlagerung innerhalb des Anschlusses, so daß auch hier für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bemessen werden kann. Neben der Tragfähigkeit kann mit Hilfe dieses Anhanges auch seine Steifigkeit berechnet werden. Dadurch wird dem Anwender die Möglichkeit gegeben, die Verformbarkeit der Anschlüsse bei der Tragwerksberechnung zu berücksichtigen und damit die in den einleitenden Kapiteln beschriebenen Vorteile des Konzeptes der nachgiebigen Anschlüsse zu nutzen.

Der Anhang J gibt jedoch nur Regeln für voll geschweißte Verbindungen und für Verbindungen mit geschraubten Kopfplatten für Riegel-Stützen-Anschlüsse an.

In den folgenden Abschnitten wird das Modell der DIN-ENV 1993 näher erläutert. Es wird jedoch hier nicht auf alle Details (insbesondere des Anhang J) eingegangen, da das bestehende Regelwerk im Rahmen dieser Arbeit und in Zusammenarbeit mit dem MSM-Departement der Universität Liège und TNO Delft überarbeitet wurde. Diese Neufassung, siehe Anlage 1, wurde inzwischen vom CEN/TC 250 verabschiedet, so daß der bestehende Anhang J durch die Neufassung zu ersetzen ist.

Das im Eurocode 3 enthaltene Bemessungsmodell besteht aus den im Kapitel 6 enthaltenen Grundsätzen und verbindlichen Regeln ("principles") und den im Anhang J enthaltenen Anwendungsregeln ("applications rules"). Hierbei ist zu beachten, daß die sogenannten verbindlichen Regeln im Kapitel 6 immer eingehalten werden müssen. Die Anwendungsregeln im Anhang J stellen jedoch nur eine Möglichkeit dar, die angewendet werden darf.

Prinzipiell können stattdessen aber auch anderer Modelle angewendet werden, sofern diese die "principles" erfüllen und mit der nach dem Eurocode erzielten Tragfähigkeit, Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit mindestens gleichwertig sind.

Als verbindliche Regeln sind für die Berechnung von Riegel-Stützen-Anschlüsse zunächst die Kapitel 6.4 (Klassifizierung) und 6.9 (Riegel-Stützen-Anschlüsse) relevant. Auf die Kapitel 6.5 (Schraubenverbindungen) und 6.6 (geschweißte Verbindungen) wird wiederum im Anhang J verwiesen.

Im Kapitel 6.4 werden die Begriffe zur Klassifizierung nach der Steifigkeit (gelenkig, starr (unverformbar) und verformbar) und zur Klassifizierung nach der Tragfähigkeit (gelenkig, volltragfähig und teiltragfähig) definiert. Definitionen und Prinzipien zur Bemessung von Träger-Stützen-Anschlüssen sind im Kapitel 6.9 des Eurocode 3 zu finden. Hier sind die charakteristischen Kenngrößen (Momententragfähigkeit, Rotationssteifigkeit und Rotationskapazität) definiert.

Die Bedeutung dieser Begriffe ist bereits im Kapitel 2 erläutert

Es wird hier ebenfalls geregelt, daß es möglich ist, verschiedene Vereinfachungen der nichtlinearen Momenten-Rotationskurve (z.B. bi-linear) für die weitere Tragwerksberechnung vorzunehmen.

Klassifizierung nach der Steifigkeit

Im Kapitel 6.9.6 des EC 3 werden Grenzkriterien für die Klassifizierung von Riegel-Stützen-Anschlüssen angegeben. Diese Regeln sind Anwendungsregeln und keine Grundsatzregeln!

Für eine Klassifizierung nach der Steifigkeit ist die Steifigkeit des Anschlusses mit der Biegesteifigkeit des angeschlossenen Riegels zu vergleichen. Anschlüsse können als gelenkig eingestuft werden, wenn gilt:

$$S_j \leq 0,5 \frac{EI_b}{L_b}$$

Das Abgrenzkriterium für starre Anschlüsse ist abhängig von der Verschieblichkeit des Systems, siehe **Bild 9**.

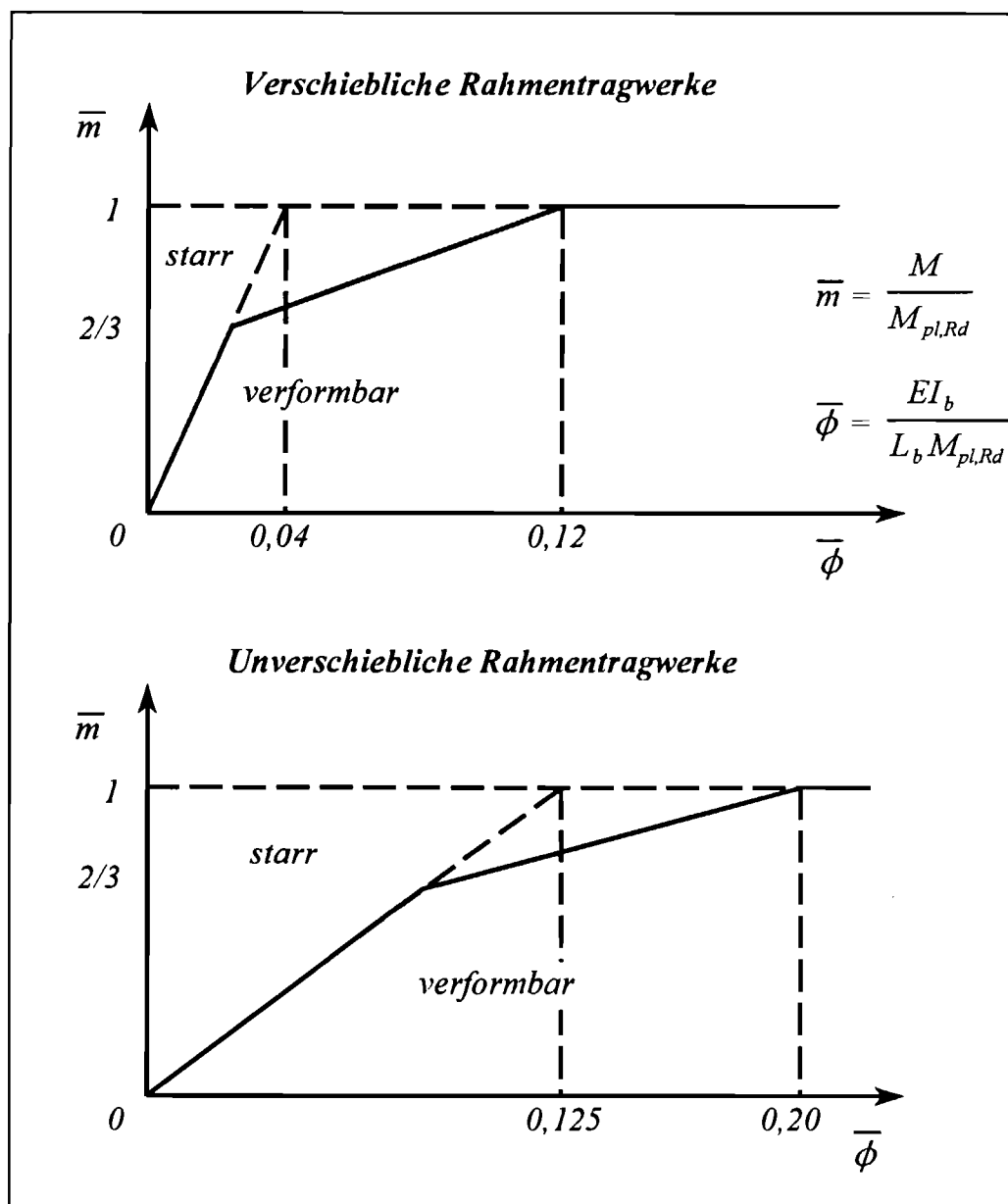


Bild 9: Grenzkurven für die Klassifizierung nach Eurocode 3

Die Anwendungsregel 6.9.6.2(4) im Eurocode 3 erläutert die Klassifizierung mit Hilfe der Grenzkurven (Bild 9):

“Eine Träger-Stützen-Verbindung ... darf als unverformbar betrachtet werden, verglichen mit dem angeschlossenen Träger, wenn der ansteigende Bereich der Momenten-Rotation-Charakteristik oberhalb der durchgezogenen Linie ... liegt.”

Klassifizierung nach der Tragfähigkeit

Gemäß Eurocode 3 kann ein Anschluß als gelenkig eingestuft werden, wenn der Anschluß eine ausreichende Rotationsfähigkeit besitzt und für seine Momententragfähigkeit gilt:

$$M_{Rd} \leq 0,25 M_{pl,Rd}$$

wobei $M_{pl,Rd}$ die Momententragfähigkeit des angeschlossenen Riegels ist.

Wenn für die Momententragfähigkeit eines Anschlusses gilt:

$$M_{Rd} \geq M_{pl,Rd},$$

so kann der Anschluß als volltragfähig klassifiziert werden. Falls die Tragfähigkeit des Anschlusses nicht mindestens den Wert

$$M_{Rd} \geq 1,2 M_{pl,Rd}$$

erreicht, ist zu prüfen, ob eine ausreichende Rotationskapazität für den Anschluß vorhanden ist. Diese Regel ist durch mögliche Überfestigkeiten in den Werkstoffen begründet: Bei der Klassifizierung werden nur Nominalwerte (Bemessungswerte) verglichen. Die tatsächlichen Tragfähigkeiten des Anschlusses und der angeschlossenen Bauteile können jedoch unabhängig voneinander variieren. Ist der angeschlossene Riegel beispielsweise infolge großer Materialüberfestigkeiten tatsächlich tragfähiger als der Anschluß, der mit Nominalwerten als volltragfähig klassifiziert wurde ($M_{Rd} \geq M_{pl,Rd}$), würde sich ein mögliches Fließgelenk doch im Anschluß bilden, so daß dieser die erforderlichen Rotationen erbringen muß.

Anhang J: Geltungsbereich

Obwohl der Anhang J einen Abschnitt "Geltungsbereich" enthält, in dem verschiedene Anschlußtypen beschrieben sind, so ist es für den Anwender in vielen Fällen völlig unklar, ob und wann dieses Regelwerk angewendet werden darf:

- Gelten die Regeln für Anschlüsse von beliebigen I oder H-Profilen, insbesondere von sehr hohen und schlanken Profilen ?
- Können die Regeln angewendet werden, wenn neben Momenten auch hohe Normalkräfte im Riegel wirken, wie dies z.B. bei einfachen Rahmen mit geneigten Riegeln der Fall ist ?
- Müssen die Schrauben vorgespannt sein oder nicht ?

Solche Fragen müssen eindeutig beantwortet werden. Sie bleiben jedoch für den zur Zeit gültigen Anhang J offen. Aus diesem Grund ist es ein erstes Ziel, den Geltungsbereich für eine Neufassung des Anhang J klar einzugrenzen.

3.3.1 Bewertung des Bemessungsmodells

Die Prozeduren sind für Anwender schwer verständlich. Das Steifigkeitsmodell führt zu "seltsamen" und teilweise zu ungenauen Ergebnissen. Hinweise zur Modellierung fehlen gänzlich. Der derzeit noch gültige Anhang J stellt einen veralteten Stand der Technik dar. Es ist daher dringend notwendig, ihn durch die revidierte Fassung (Anlage 1) zu ersetzen.

3.4 Modell Eurocode 3 - Anhang JJ (neu)

3.4.1 Allgemeines

Der vollständige Entwurf für den revidierten Anhang J ist als **Anlage 1** beigefügt.

Basierend auf vorhandenen Anhang J wurde der aktuellem Stand der Technik aufbereitet und wissenschaftliche Ergebnisse soweit vereinfacht, daß die als handhabbare Ingenieurmodelle in die revidierte Fassung integriert werden konnten.

Die revidierte Fassung wurde in den internationalen Gremien unter dem Arbeitstitel "Annex JJ" diskutiert und von den Experten in den Fachgremien (EKS TC 10, TWG 10.2) befürwortet.

Die wichtigste Verbesserung ist das neue Steifigkeitsmodell. Um hier internationale Akzeptanz zu erreichen, wurde das Modell in Form eines Hintergrundberichtes im Rahmen eines internationalen Fachkolloquiums veröffentlicht (siehe **Anlage 2**).

Als weitere wichtige Verbesserung ist die Einführung der Komponenten-Methode zu nennen. Dadurch wird eine universellere Anwendung dieses Normenteils für Anschlüsse im Hochbau ermöglicht.

Sicherheitsbetrachtungen zu dem Bemessungsmodell sind in **Anlage 3** dargestellt, die ebenfalls im Rahmen eines internationalen Fachkolloquiums veröffentlicht wurden.

3.4.2 Vergleich Modell mit Versuchergebnissen

Anlage 6 zeigt Vergleiche des Rechenmodells mit Versuchsergebnissen. Weitere Erläuterungen sind den Vorbemerkungen der Anlage 6 zu entnehmen.

3.4.3 Bewertung des Bemessungsmodells

Mit dem neuen Normenentwurf wird die Anwendung flexibler und einfacher. Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, daß die Regel eine sichere Bemessung von Tragwerken mit verformbaren Anschlüssen ermöglichen.

Trotzdem ist eine Handrechnung auch mit den im Vergleich zum "alten" Anhang J deutlich vereinfachten Verfahren eine recht aufwendige Prozedur. Für den in der Praxis arbeitenden Ingenieur ist daher die Anwendung von Programmen zu empfehlen. Solche Programme werden derzeit von den Autoren der revidierten Fassung des Anhang J entwickelt.

Das verbesserte Steifigkeitsmodell wird sich auf die Wirtschaftlichkeit bei der Anwendung von Rahmen mit verformbaren Anschlüssen positiv auswirken.

Leider sind nur pauschale Informationen zur Rotationskapazität im Hinblick auf die Bemessung mit teitragfähigen Anschlüssen vorhanden. Hier ist ebenfalls noch Handlungsbedarf gegeben.

4 Zusammenfassung

Im Hinblick auf eine optimale Ausnutzung des tatsächlichen Tragverhaltens von Anschlüssen wurden umfangreiche Untersuchungen durchgeführt, um dem in der Praxis tätigen Ingenieur einfache aber auch technisch optimierte, d.h. einerseits wirtschaftliche und andererseits sichere Bemessungsregeln und -werkzeuge zur Verfügung stellen zu können. Diese Untersuchungen und die Ergebnisse sind im vorliegenden Forschungsbericht beschrieben. Das Ergebnis ist eine vollständig überarbeitete Fassung des Anhang J des Eurocode 3, die im Rahmen dieses Forschungsprojektes erarbeitet und bereits von den relevanten internationalen Fach- und Normengremien akzeptiert wurde.

Die wichtigste Verbesserung ist das neue Steifigkeitsmodell. Um hier internationale Akzeptanz zu erreichen, wurde das Modell in Form eines Hintergrundberichtes im Rahmen eines internationalen Fachkolloquiums veröffentlicht. Als weitere wichtige Verbesserung ist die Einführung der Komponenten-Methode zu nennen. Dadurch wird eine universellere Anwendung dieses Normenteils für Anschlüsse im Hochbau ermöglicht.

Das neue Bemessungsmodell wurde anhand von Versuchsergebnissen kalibriert. Die Vergleiche mit Versuchsergebnissen zeigen gute Übereinstimmung sowohl hinsichtlich der Steifigkeit als auch hinsichtlich der Tragfähigkeit. Besondere Aspekte bei der Sicherheitsbetrachtung (z.B. Überfestigkeiten, Rotationskapazität) wurden ebenfalls im Rahmen eines internationalen Fachkolloquiums veröffentlicht.

5 Literaturverzeichnis

- [1] DIN - Deutsches Institut für Normung
DIN 18 800 Teil 1: Stahlbauten, Bemessung und Konstruktion, November 1990.
- [2] DIN - Deutsches Institut für Normung
DIN V ENV 1993 Teil 1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Deutsche Fassung, April 1993.
- [3] ZOETEMEIJER, P.
Summary of the Research on Bolted Beam-to-Column Connections, Report 6-85-7, University of Technology, Delft, Netherlands, 1983.
- [4] EKS - Europäische Konvention für Stahlbau
"Analysis and Design of Steel Frames with Semi-Rigid Joints", Technical Committee 8 - Structural Stability, WG 8.1/8.2, publication No. 67, 1992.
- [5] IVÁNYI, M.
"Tests with Semi-Rigid Steel Frames", COST C1, Proceedings of the 2nd State of the Art Workshop, Prague, October 26-28, 1994.
- [6] MOORE, D.
Versuche an Rahmentragwerken, COST C1 WG 2, 1994
- [7] BJORHOVDE, R.; COLSON, A.
"Economy of Semi-Rigid Frame Design" in: *Connections in Steel Structures II*, Proceedings of the 2nd International Workshop, Pittsburgh, USA, April 10-12, 1991.
- [8] JASPART, J. P.; STEENHUIS, M.; WEYNAND, K.; GROTMANN, D.
"Joints in Building Frames", draft of revised Annex J of Eurocode 3, CEN Document CEN / TC 250 / SC 3 - N 419 E, June 1994.
- [9] EKS - Europäische Konvention für Stahlbau
"European Research Activity in the Field of Semi-Rigid Joints and Frames" edited by R. Zandonini, Technical Committee 10 - Structural Connections, WG 10.2, Document ECCS-TC10-92-WG2/14, October 1992.
- [10] NETHERCOT, D.A.
"State of the art - literature liste" , ECCS TC 10

- [11] DASt - Deutscher Ausschuß für Stahlbau
DASt-Richtlinie 103: Nationales Anwendungsdocument (NAD), Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1993 Teil 1-1, Beuth, Stahlbauverlag, 1993.
- [12] Nederlands Normalisatie Instituut
NEN 6772: Staalconstructies Verbindingen TGB 1990, Niederlande, 1991.
- [13] JASPART, J. P.:
"Etude de la semi-rigidité des noeuds poutre-colonne et son influence sur la résistance et la stabilité des ossatures en acier", Ph. D. Thesis, M.S.M. Department, Université de Liège, Januar 1991
- [14] ALLEN, P. H.; KIRBY, P. A.: "Semi-Rigid Action in Steel Frame Structures", ECSC Agreement No 7210 SA/819, Final Report, 1990.
- [15] MEIJER, H. S.: "Invloed van de Rotatiestijfheid van Kolom-Regel Verbindingen op het gedrag van ongeschoorde en geschoorde raamwerken", Diplomarbeit, TU Eindhoven, August 1990.
- [16] WEYNAND, K.: "Zur Sicherheit und Wirtschaftlichkeit von Rahmentragwerken aus Stahl mit nachgiebigen Anschlüssen", Dissertation, Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH Aachen, in Vorbereitung.
- [17] SEDLACEK, G.; WEYNAND, K.; FELDMANN, M.: "Untersuchungen zur Bestimmung der Schertragfähigkeit von langen Schraubverbindungen", Abschlußbericht AIF-Projekt 7752, Aachen 1991.
- [18] CRAWFORD, S. F.; KULAK, G. L.: "Eccentrically Loaded Bolted Connections", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 97, No. ST3, March 1971.
- [19] YARIMCI, E.; SLUTTER, R. G.: "Results of Tests on Riveted Connections", Fritz Engineering Laboratory, Report 200.63.403.1, Betlehem, Pa., April 1963.
- [20] HIGGINS, T. R.: "New Formula for Fasteners Loaded Off Center", Engineering News Record, May 1964.
- [21] SHERMER, C. L.: "Ultimate Strength Analysis and Design of Eccentrically Loaded Bolted or Riveted Fasteners", ASCE Annual Meeting and Structural Engineering Conference, New York, Oct. 1964.
- [22] ABOLITZ, A. L.: "Plastic Design of Eccentrically Loaded Fasteners", Engineering Journal, AISC, Vol. 8, No. 2, April 1972.
- [23] SHERMER, C. L.: "Plastic Behaviour of Eccentrically Loaded Connections", Engineering Journal, AISC, Vol. 8, No. 2, April 1972.

- [24] HIGGINS, T. R.: "Treatment of Eccentrically-Loaded Connections in the AISC Manual", Engineering Journal, AISC, Vol. 8, No. 2, April 1971.
- [25] SCHUTZ, F. W.: "Strength of Moment connections Using High Tensile Strength Bolts", AISC National Engineering Conference, Proceedings, 1959.
- [26] DOUTY, R. T.; MCGUIRE, W.: "High Strength Bolted Moment Connections", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 91, ST2, April 1965.
- [27] JOHNSON, L. G.; CANNON, J. C.; SPOONER, L. A.: "Joints in High Tensile Preloaded Bolts-Tests on Joints Designed to Develop Full Plastic Moments on Connected Members", Jubilee Symposium on High Strength Bolts, Institution of Structural Engineers, London, June 1959.
- [28] WEYNAND, K.: "SERICON: Data-bank on joints in building frames", Proceedings of the first state of the art workshop of COST C1, Strasbourg, October 1992
- [29] WEYNAND, K.: "COST C1 - Objectives of working group database", Document C1/WD/92-6, Management Committee of COST C1, Dez. 1992, not published .
- [30] ZANDONINI, R.: "Semi-Rigid Composite Joints", Structural Connections, Stability and Strength, Elsevier Applied Science, London, New York, 1989
- [31] TSCHEMMERNEGG, F.: "Stahlverbundrahmen im Hochbau, europäische Forschung und Entwicklung", Vortrag Stahlbautag, Berlin 1992
- [32] BODE, H.; KRONENBERGER, H.-J.: "Ein Beitrag zur Untersuchung des Verhaltens von nachgiebigen Verbundanschlüssen", Vortrag im Rahmen der 1. Sitzung der COST C1-WG 2 "Steel and Composite Connections, Liège 1993, nicht veröffentlicht.
- [33] DIN - Deutsches Institut für Normung: "DIN V ENV 1994 Teil 1-1:1992: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton", dt. Ausgabe in Vorbereitung.
- [34] ROIK, K.; BÜRKNER, K.-E.: "Untersuchungen neuer typisierbarer Elementverbindungen für den Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbau", Bericht Nr. 78 04, Institut für konstruktiven Ingenieurbau II, Ruhr-Universität Bochum, 1978.
- [35] DIN - Deutsches Institut für Normung: "Richtlinie zur Bemessung und Ausführung von Stahlverbundstützen", März 1991.
- [36] DIEPHAUS, K.J.: "Zum Einfluß von Stabstößen und -anschlüssen mit nichtlinearer Rotationscharakteristik auf die Versagens- und Einspiellast perfekter und imperfekter ebener Rahmensysteme", Schriftenreihe Institut für Stahlbau (Diss.), Univ. Hannover, Heft 14, 1989.

- [37] VALTINAT, G.; KERSTEN, O.: "Neue Wege einer Deformationsberechnung von Schraubenverbindungen", 9. Stahlbau-Seminar in Steinfurt, Juni 1990.
- [38] PASTERNAK, H.; CHROSCIELEWSKI, J.: "Zur Beurteilung des Tragverhaltens von Bauteilen mit schlanken ausgesteiften Stegen mit Hilfe der Finiten-Elemente-Methode", Bauingenieur 68 (1993), 277-289.
- [39] SZS - Schweizerische Zentralstelle für Stahlbau: "Rahmentragwerke in Stahl unter besonderer Berücksichtigung der steifenlosen Bauweise", 1987.
- [40] TSCHEMMERNEGG, F.; TAUTSCHNIG, A.; KLEIN, H.; BRAUN, CH.; HUMER, CH.: "Zur Nachbiegigkeit von Rahmenknoten, Teil 1", Stahlbau 56 (1987), S. 299-306.
- [41] TSCHEMMERNEGG, F.; LENER, G.; TAUS, M.: "Zur Nachbiegigkeit von Rahmenknoten, Teil 2", Stahlbau 58 (1989), S. 45-52.
- [42] DASt - DStV: "Typisierte Verbindungen im Stahlhochbau", Stahlbau-Verlags GmbH, 1978.
- [43] STUTZKI, CH.: "Traglastberechnung räumlicher Stabwerke unter Berücksichtigung verformbarer Anschlüsse", RWTH Aachen, Stahlbau, Schriftenreihe Heft 3, 1982.
- [44] SEDLACEK, G.; KONG, B.S.: "Das Rotationsverhalten von Riegel-Stützen Verbindungen", DFG-Forschungsprojekt, Abschlußbericht in Vorbereitung.
- [45] BODE, H.; KRONENBERGER, H.-J.; SCHMACKPFEFFER, H.: "Verbund-Durchlaufträger mit nachgiebigem Verbund und mit mehr oder weniger steifen Anschlüssen an andere Träger, Stützen oder Wände", DFG-Foschergruppe Verbundbau, Teilprojekt 2, Zwischenbericht, Kaiserslautern 1993.
- [46] COLSON, A.: "Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering, Structural Connections", COST C1, Proceedings of the first state of the art workshop, Straßburg 1992.
- [47] WIESHOLZER, J.: "Zur Krafteinleitung bei Verbundknoten", Institut für Stahlbau und Holzbau, Universität Innsbruck, Dissertation, Innsbruck 1992.
- [48] HITTENBERGER, R.: "Zur Durchdringung von Stützen und Deckenplatten bei Verbundknoten", Institut für Stahlbau und Holzbau, Universität Innsbruck, Dissertation, Innsbruck 1992.
- [49] BRUGGER, R.: "Zur Schubtragfähigkeit von Verbundknoten", Institut für Stahlbau und Holzbau, Universität Innsbruck, Dissertation, Innsbruck 1993.

- [50] SCHLEICH, J.-B.; GERADY, J.-C.; JASPART, J.-P.; MAQUOI, R.: "Semi-Rigid Action in Steel Frame Structures", CEC Agreement No 7210-SA/507, Draft of the Final Report, November 1991.
- [51] JOHNSON, R. P.; LAW, C.L.C.: "Semi-Rigid joints for composite frame", Proc. Int. Conf. on Joints in Structural Steelwork (ed. J.H. Howlett et al.) Pentech Press, London, pp. 3.3-3.19.
- [52] BODE, H.; KRONENBERGER, H.-J.: "Zum Einfluß der Verbindungen auf die Tragfähigkeit von Verbunddeckenträgern", Festschrift Mang, Steinhardt, Karlsruhe 1994.
- [53] TSCHEMMERNEGG, F.: "The Non-linear Behaviour of Composite Joints", J. Constr. Steel Research 21 (1992).
- [54] "Steifenlose Stahlskelettragwerke und dünnwandige Vollwandträger", Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Düsseldorf, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München-Düsseldorf, 1977.
- [55] JASPART, J.P.; MAQUOI, R.: " Guidelines for the Design of Braced Frames with Semi-Rigid Connections", J. Constr. Steel Research 16 (1990).
- [56] ALTMANN, R.; MAQUOI, R.; JASPART, J.P.: "Experimental Study of the Non-Linear Behaviour of Beam-to-Column Composite Joints", J. Constr. Steel Research 18 (1991).
- [57] SEDLACEK, G.; SPANGEMACHER, R.: "Zum Nachweis ausreichender Rotationskapazität von Fließgelenken bei der Anwendung des Fließgelenkverfahrens", Stahlbau 61 (1992), Heft 11.
- [58] GEBBEKEN, N.; BINDER, B.; ROTHERT, H.: "Zur numerischen Analyse von Kopfplatten-Verbindungen", Stahlbau 61 (1992), Heft 9.
- [59] BODE, H.; SCHANZENBACH, J.: "Das Tragverhalten von Verbundträgern bei Berücksichtigung der Dübelnachgiebigkeit", Stahlbau 58 (1989), Heft 3.
- [60] HEDENKAMP, A.: "Zur wirklichkeitsnahen Berechnung von Stirnplattenstößen des Stahlbaus unter schwingender Biegemomentenbeanspruchung", Schriftenreihe Institut für Stahlbau (Diss.), Univ. Hannover, Heft 15, 1992.

Anlage 1

Eurocode 3 : Teil 1.1

Anhang J (revidierte Fassung)

Anschlüsse in Rahmen im Hochbau

Verfasser: K. Weynand (RWTH Aachen)
D. Grotmann (RWTH Aachen)
J.P. Jaspart (MSM Liège)
M. Steenhuis (TNO Delft)

Der Entwurf ist im EKS TC 10 (Arbeitsgruppe 10.2) diskutiert und akzeptiert worden

Der Entwurf ist daraufhin von CEN / TC 250 / SC 3 als neuer Anhang J zum Eurocode 3 akzeptiert worden.

Anmerkung:

Der Neuentwurf für den Anhang J wurde in englische Sprache erstellt, damit er international abgestimmt und von CEN akzeptiert werden konnte.

Eurocode 3 : Part 1.1

Revised annex J : Joints in building frames

**Proposed editorial corrections
to version in N 419 E or N 424 E
(incorrectly numbered as N 434 E).**

Contents	Page
Annex J [normative]	
Joints in building frames	1
J.1 General	1
J.1.1 Scope	1
J.1.2 Definitions	2
J.1.3 Symbols	2
J.1.4 Terminology	2
J.1.5 Basic components of a joint	6
J.1.6 Method of application	10
J.2 Classification and modelling of joints	11
J.2.1 General	11
J.2.2 Elastic global analysis	13
J.2.3 Rigid-plastic global analysis	13
J.2.4 Elastic-plastic global analysis	13
J.2.5 Classification of beam-to-column joints	15
J.2.6 Modelling of beam-to-column joints	15
J.3 Resistance	23
J.3.1 General	23
J.3.2 Equivalent T-stub	25
J.3.3 Column web and flange stiffeners	34
J.3.4 Supplementary web plates	36
J.3.5 Resistance of basic components	38
J.3.6 Design moment resistance	53
J.4 Rotational stiffness	61
J.4.1 Basic model	61
J.4.2 End-plate connections with more than one bolt row in tension	64
J.4.3 Lever arm	65
J.4.4 Stiffness coefficients for basic components	67
J.5 Rotation capacity	70
Table J.1: Basic joint components	7
Table J.2: Type of joint model	11
Table J.3: Stiffness modification coefficient η	13
Table J.4: Approximate values for the transformation parameter β	22
Table J.5: Reduction factor ρ	39
Table J.6: Effective lengths for an unstiffened column flange	44
Table J.7: Effective lengths for a stiffened column flange	47
Table J.8: Effective lengths for an end-plate	50
Table J.9: Value of the coefficient ψ	61
Table J.10: Joints with welded connections or bolted angle flange cleat connections	62
Table J.11: Joints with bolted end-plate connections	63

Figure J.1: Design moment-rotation characteristic of a joint	3
Figure J.2: Parts of a beam-to-column joint configuration	4
Figure J.3: Joint configurations	5
Figure J.4: Examples of types of joints	9
Figure J.5: Simplified modelling of joints	12
Figure J.6: Rotational stiffness to be used in elastic global analysis	14
Figure J.7: Simplified bi-linear design moment-rotation characteristic	14
Figure J.8: Boundaries for stiffness classification of beam-to-column joints	16
Figure J.9: Full-strength joints	17
Figure J.10: Loading of the web panel and the connections	18
Figure J.11: Determination of the lever arm z	19
Figure J.12: Modelling the web panel and the connections by separate springs	21
Figure J.13: Modelling the joint deformability by means of rotational springs	21
Figure J.14: Modelling of column flanges and end-plates as T-stubs	26
Figure J.15: Failure modes of actual components and equivalent T-stub flanges	27
Figure J.16: Dimensions of an equivalent T-stub flange	28
Figure J.17: Individual bolt-rows and bolt-groups	30
Figure J.18: Column flange with backing plates	31
Figure J.19: Forces acting on a T-stub flange in tension (alternative method)	33
Figure J.20: Column web and flange stiffeners	35
Figure J.21: Supplementary web plate	37
Figure J.22: Spacing of plug welds or bolts for supplementary web plates	37
Figure J.23: Transverse compression on an unstiffened column	40
Figure J.24: Column sway buckling modes of an unstiffened web	41
Figure J.25: Dimensions e_{min} and m for a column flange	43
Figure J.26: Modelling a stiffened column flange as separate T-stubs	46
Figure J.27: Values of α for stiffened column flanges and end-plates	49
Figure J.28: Modelling an extended end-plate as separate T-stubs	50
Figure J.29: Effective length of an angle flange cleat	51
Figure J.30: Dimensions e_{min} and m for a bolted angle cleat	52
Figure J.31: Force distributions for deriving the design moment resistance $M_{j,Rd}$	53
Figure J.32: Simplified models for bolted joints with extended end-plates	54
Figure J.33: Bolted beam splices with welded end-plates	56
Figure J.34: Unstiffened end-plate joint with three bolt rows in tension	57
Figure J.35: Lever arm z	66

Annex J [normative]

Joints in building frames

J.1 General

J.1.1 Scope

- (1) This annex contains design methods for joints in building frames subject to predominantly static loading. It gives application rules for beam-to-column joints that follow the principles stated in 6.4 and 6.9. It also gives application rules for beam splices.
- (2) The connected members are assumed to be hot rolled I or H sections or welded I or H sections with similar dimensions. The design methods are valid only for members with webs of sufficient thickness to ensure that shear buckling is not a design criterion, i.e. $d/t_w \leq 69\epsilon$, see 5.6.1.
- (3) Joints in hollow section lattice girders are covered in annex K.
- (4) The design methods for basic joint components given in this annex are of general application and can also be applied to similar components in other joint configurations. However the specific design methods given for determining the moment resistance, rotational stiffness and rotation capacity of a joint are based on an assumed distribution of internal forces and so they are valid only if the axial force in the connected member is limited to 10% of the plastic resistance of its cross-section.
- (5) The design methods for beam-to-column joints given in this annex are principally for moment-resisting joints between I or H sections in which the beams are connected to the flanges of the columns. They can also be applied to beam-to-column joints in which the beams are connected to the webs of the columns, but for which no transfer of bending moments into the column is assumed in the analysis.
- (6) In double-sided beam-to-column joint configurations without diagonal stiffeners on the column webs, the beams are assumed to be of similar depths.
- (7) The design methods for beam splices given in this annex can also be applied to beam-to-beam connections for which no transfer of bending moments into the supporting beams is assumed in the analysis.
- (8) The application rules given in this annex are valid for steel grades S 235, S 275 and S 355 of EN 10025 and for steel grades S 275 and S 355 of EN 10113.
- (9) The following types of joints are included:
 - nominally pinned joints;
 - rigid joints;
 - semi-rigid joints;
 - full-strength joints;
 - partial-strength joints.
- (10) The following types of connections are covered:
 - bolted connections with flush end-plates;
 - bolted connections with extended end-plates;
 - bolted connections with angle flange cleats;
 - welded connections.

(11) Bolted connections with either preloaded or non-preloaded bolts are covered, but the methods for determining the structural properties of a joint assume that the bolts are non-preloaded.

J.1.2 Definitions

(1) For the purposes of this annex, in addition to the terms defined in 1.4 the following definitions apply:

basic component (of a joint): Specific part of a joint which makes an identified contribution to one or more of its structural properties.

connection: Location at which two members are interconnected, and the means of interconnection.

joint: Assembly of basic components which enables members to be connected together in such a way that the relevant internal forces and moments can be transferred between them.

joint configuration: Type or layout of the joint or joints in a zone where the axes of two or more interconnected members intersect.

structural properties (of a joint): Its resistance to internal forces and moments in the connected members, its rotational stiffness and its rotation capacity.

NOTE: The terms 'connection' and 'joint' are used more precisely in this annex than elsewhere.

J.1.3 Symbols

(1) In this annex, in addition to the symbols defined in 1.6, the following symbols are used:

$F_{T,Rd}$ is the design tension resistance of an equivalent T-stub flange;

$S_{j,ini}$ is the initial rotational stiffness of a joint;

$V_{wp,Rd}$ is the design plastic shear resistance of a column web panel;

z is the lever arm.

J.1.4 Terminology

(1) In this annex, the design moment-rotation characteristic which describes the relationship between the bending moment $M_{j,Sd}$ applied to a joint by the connected beam and the corresponding rotation ϕ_{Ed} between the connected members is as indicated in figure J.1.

(2) The design moment resistance $M_{j,Rd}$ of a joint is described in 6.9.3.

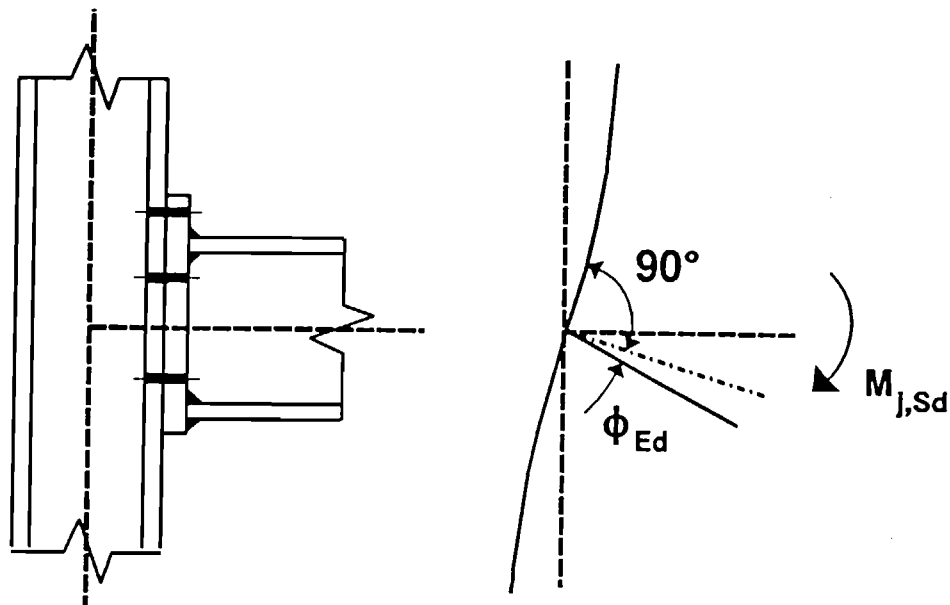
(3) The design rotation capacity ϕ_{Cd} of a joint is described in 6.9.5.

(4) The rotational stiffness S_j of a joint is described in 6.9.4. For a design moment-rotation characteristic this definition of S_j applies only up to the rotation ϕ_{Xd} at which $M_{j,Sd}$ first reaches $M_{j,Rd}$, see figure J.1(c). The initial rotational stiffness $S_{j,ini}$ used in this annex is the slope of the elastic range of the design moment-rotation characteristic.

(5) For classification by rigidity, the terms nominally pinned, rigid and semi-rigid are described in 6.4.2.

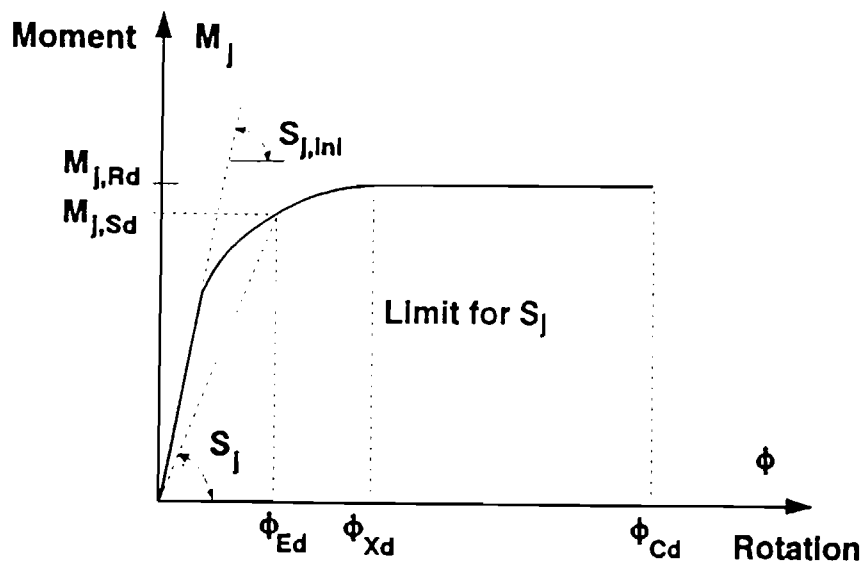
(6) For classification by strength, the terms nominally pinned, full-strength and partial-strength are introduced in 6.4.3. In a partial-strength joint, the transfer of bending moments between the connected members is limited by the design moment resistance of the joint, whereas in a full-strength joint it is limited by the design moment resistances of the members.

- (7) A beam-to-column joint consists of a web panel and either one connection (single-sided joint configuration) or two connections (double-sided joint configuration), see figure J.2.
- (8) Some other joint configurations are indicated in figure J.3.
- (9) In the method of simplified joint modelling used in this annex, a double-sided beam-to-column joint configuration has two moment-rotation characteristics, one for the right-hand connection and another for the left-hand connection. In this method a double-sided beam-to-column joint configuration is treated as two separate (but interacting) joints, see J.2.6.3.
- (11) In a bolted connection with more than one bolt-row in tension, the bolt-rows are numbered starting from the bolt-row farthest from the centre of compression, see J.3.6.2.



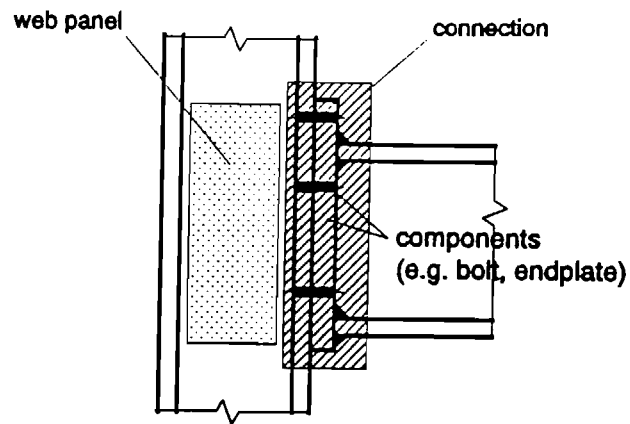
a) Joint

b) Model



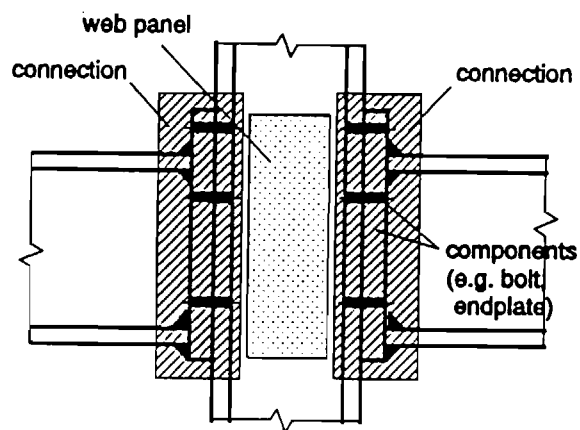
c) Design moment-rotation characteristic

Figure J.1: Design moment-rotation characteristic of a joint



Joint = web panel + connection

a) Single-sided joint configuration

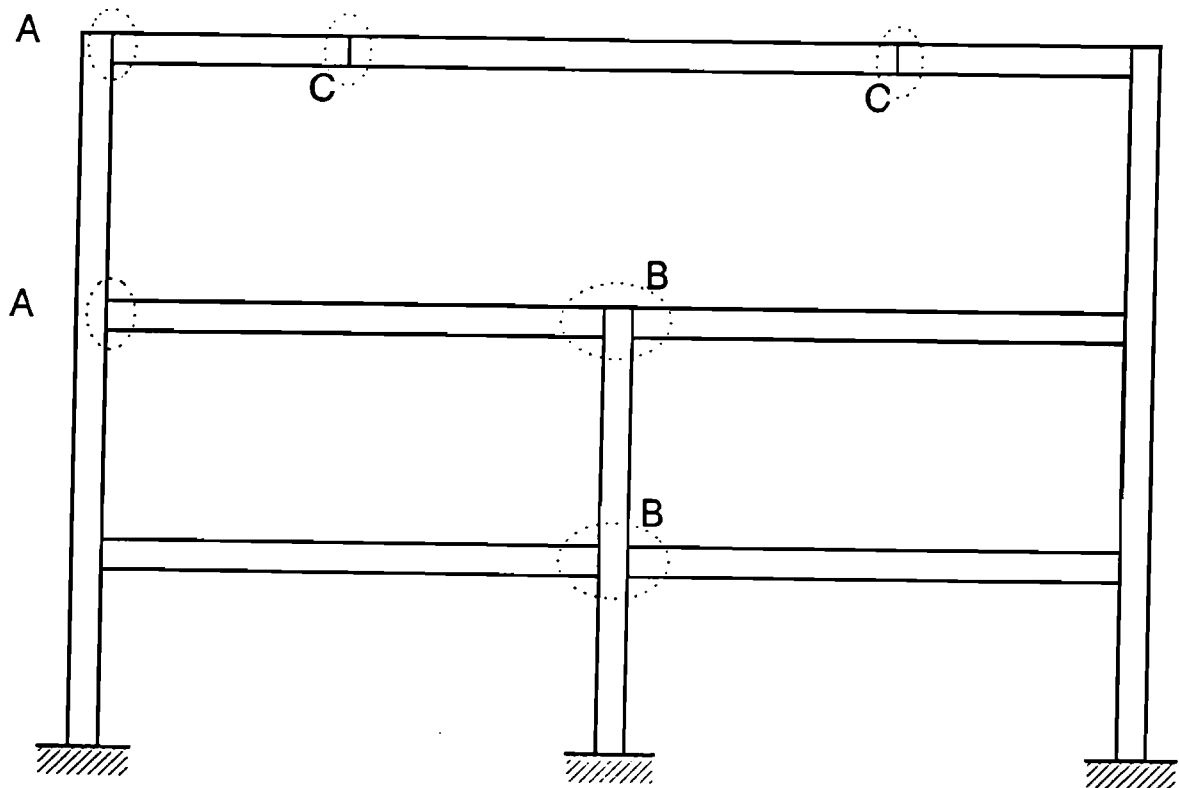


Left joint = web panel + left connection

Right joint = web panel + right connection

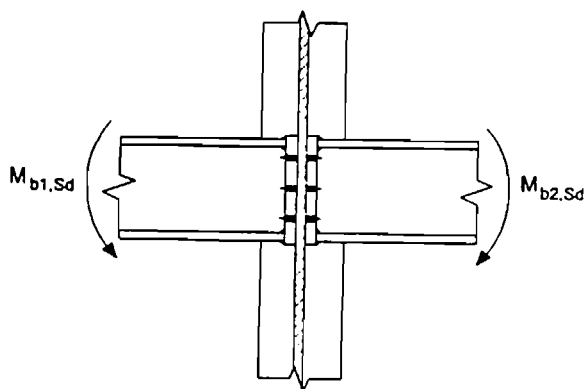
b) Double-sided joint configuration

Figure J.2: Parts of a beam-to-column joint configuration

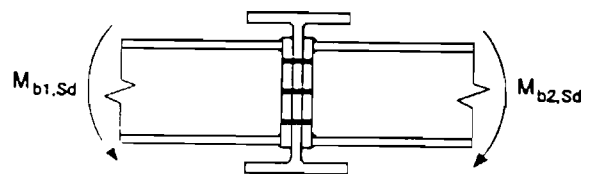


- A Single-sided beam-to-column joint configuration
- B Double-sided beam-to-column joint configuration
- C Beam splice

a) Major-axis joint configurations



D Double-sided beam-to-column joint configuration



E Double-sided beam-to-beam joint configuration

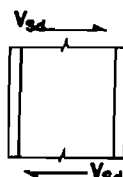
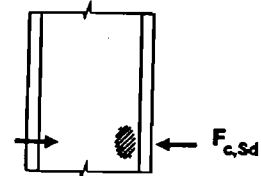
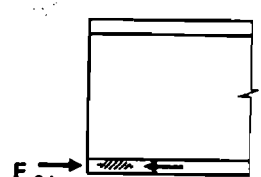
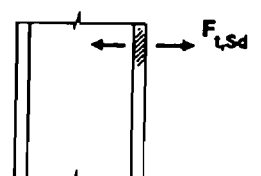
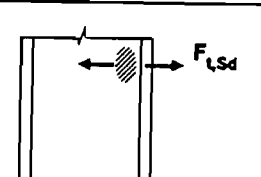
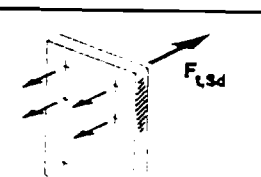
b) Minor-axis joint configurations | only for balanced moments $M_{b1,Sd} = M_{b2,Sd}$ |

Figure J.3: Joint configurations

J.1.5 Basic components of a joint

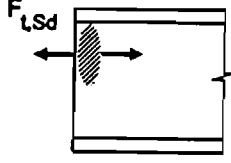
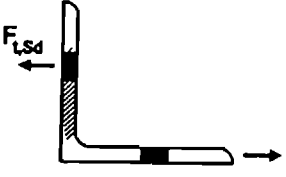
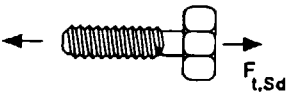
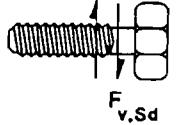
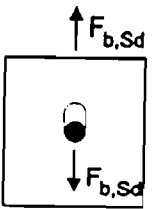
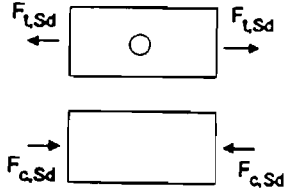
- (1) The design moment-rotation characteristic of a joint depends on the properties of its basic components.
- (2) The following basic joint components are distinguished in this annex:
 - column web panel in shear;
 - column web in compression;
 - beam flange and web in compression;
 - column flange in bending;
 - column web in tension;
 - end-plate in bending;
 - beam web in tension;
 - flange cleat in bending;
 - bolts in tension;
 - bolts in shear;
 - bolts in bearing;
 - plate in tension or compression.
- (3) The application rules relevant to each of these types of basic joint component are listed in table J.1.
- (4) A major-axis beam-to-column connection consists of a combination of some of the basic components listed in (2), excluding the column web panel in shear. In particular it always includes the following:
 - column web in compression;
 - column web in tension;
 - column flange.
- (5) Methods for determining the properties of the basic components of a joint are given:
 - for design resistance in J.3.5;
 - for elastic stiffness in J.4.4.
- (6) Relationships between the properties of the basic components of a joint and the structural properties of the joint are given:
 - for design moment resistance in J.3.6;
 - for rotational stiffness in J.4.1;
 - for rotation capacity in J.5.
- (7) Some examples of different types of joints built up from basic components are given in figure J.4.
- (8) Certain joint components may be stiffened or reinforced. Details are given:
 - for reinforcement of column flanges by backing plates in J.3.2.2;
 - for stiffening of column webs in J.3.3;
 - for reinforcement of column webs by supplementary web plates in J.3.4.

Table J.1: Basic joint components

No.	Component		Reference to application rules		
			Resistance	Stiffness coefficient	Rotation capacity
1	Column web panel in shear		J.3.5.2	J.4.4(1)(a)	J.5(3)
2	Column web in compression		J.3.5.3	J.4.4(1)(b)	J.5(4)
3	Beam flange and web in compression		J.3.5.4	*)	**)
4	Column flange in bending		J.3.5.5	J.4.4(1)(c)	J.5(6)
5	Column web in tension		J.3.5.6	J.4.4(1)(d)	J.5(4)
6	End-plate in bending		J.3.5.7	J.4.4(1)(e)	J.5(6)

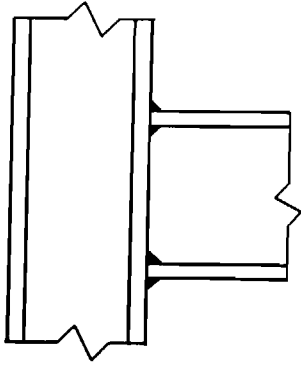
*) This component need not be included when calculating the rotational stiffness, see J.4.4(3).
 **) This component should not be included when calculating the rotation capacity.

Table J.1: Basic joint components (continued)

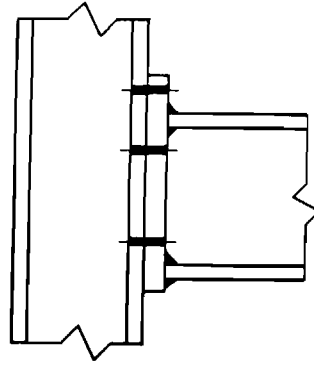
No.	Component		Reference to application rules		
			Resistance	Stiffness coefficient	Rotation capacity
7	Beam web in tension		J.3.5.8	*)	**)
8	Flange cleat in bending		J.3.5.9	J.4.4(1)(f)	J.5(6)
9	Bolts in tension		with column flange: - J.3.5.5 with end-plate: - J.3.5.7 with flange cleat: - J.3.5.9	J.4.4(1)(g)	**)
10	Bolts in shear		6.5.5	J.4.4(1)(h)	**)
11	Bolts in bearing (on beam flange, column flange, end-plate or cleat)		6.5.5	J.4.4(1)(i)	**)
12	Plate in tension or compression		Tension 5.4.3 Compression 5.4.4	*)	**)

*) This component need not be included when calculating the rotational stiffness, see J.4.4(3).

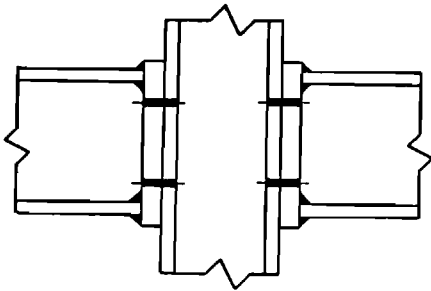
***) This component should not be included when calculating the rotation capacity.



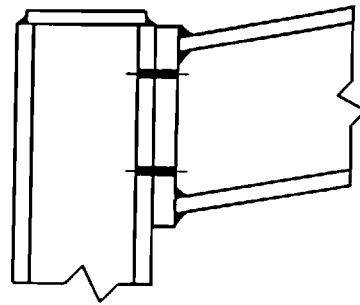
a) Welded joint



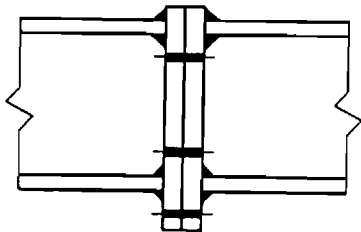
b) Bolted joint with extended end-plate



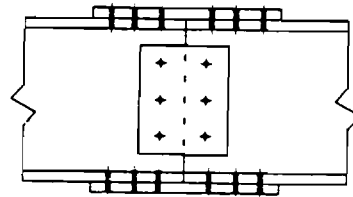
c) Two joints with flush end-plates
(Double-sided joint configuration)



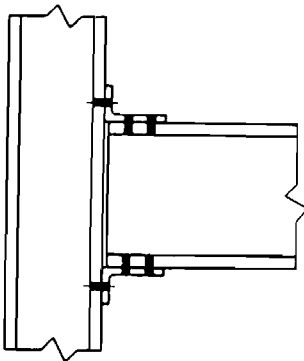
d) Single-sided joint with flush end-plate



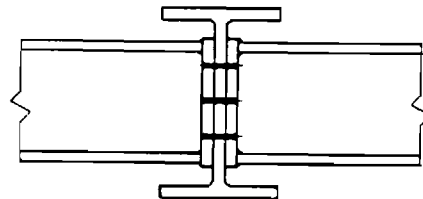
e) End-plate type beam splice



f) Beam splice



g) Bolted joint with angle flange cleats



h) Two beam-to-beam joints
(Double sided joint configuration)

Figure J.4: Examples of types of joints

J.1.6 Method of application

- (1) For the classification and modelling of joints see J.2.
- (2) For rotational stiffness see J.4.
- (3) For a joint which is classified as nominally pinned, it is only necessary to check the shear resistance, see J.3.1.2, and the rotation capacity, see J.5.
- (4) When elastic global analysis is used, for a joint which is classified as rigid it is only necessary to check the shear resistance, see J.3.1.2, and the moment resistance, see J.3.1.3. For a joint which is classified as semi-rigid it is also necessary to check the rotation capacity, see J.5.
- (5) When rigid-plastic global analysis is used, for a joint which is classified as full-strength it is necessary to check the shear resistance, see J.3.1.2, and the moment resistance, see J.3.1.3, but the rotation capacity, see J.5, need not be checked if 6.4.3.2(2) is satisfied. For a joint which is classified as partial-strength it is always necessary to check the rotation capacity, see J.5.
- (6) When elastic-plastic global analysis is used, for a joint which can be modelled as continuous, it is necessary to check the shear resistance, see J.3.1.2, and the moment resistance, see J.3.1.3, but the rotation capacity, see J.5, need not be checked if 6.4.3.2(2) is satisfied. For a joint which needs to be modelled as semi-continuous it is always necessary to check the rotation capacity, see J.5.
- (7) The moment resistance of a joint may be checked either by verifying the resistance of its basic components to the internal forces produced in the joint by the moment $M_{j,SI}$, see J.3.1.1, or by determining the design moment resistance of the joint $M_{j,Rd}$, see J.3.6.

J.2 Classification and modelling of joints

J.2.1 General

(1) Generally the behaviour of the joints affects the distribution of internal forces and moments within a structure. The overall deformations of the structure are also affected.

(2) In many cases the effects of the behaviour of the joints on the global analysis are sufficiently small to be neglected. To identify whether their behaviour need be taken into account, it is convenient to distinguish three simplified models, see figure J.5:

- simple, in which the joint may be assumed not to transmit bending moments;
- continuous, in which the behaviour of the joint may be assumed to have no effect on the analysis;
- semi-continuous, in which the behaviour of the joint needs to be taken into account in the analysis.

(3) The appropriate type of joint model depends upon the classification of the joint and upon the chosen method of global analysis, see table J.2.

Table J.2: Type of joint model

Method of global analysis	Classification of joint		
	Nominally pinned	Rigid	Semi-rigid
Elastic	Nominally pinned	Rigid	Semi-rigid
Rigid-Plastic	Nominally pinned	Full-strength	Partial-strength
Elastic-Plastic	Nominally pinned	Rigid and full-strength	Semi-rigid and partial-strength Semi-rigid and full-strength Rigid and partial-strength
Type of joint model	Simple	Continuous	Semi-continuous

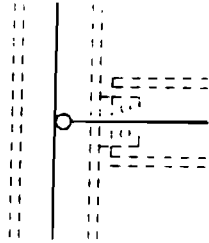
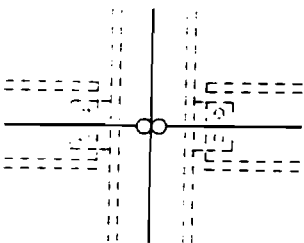
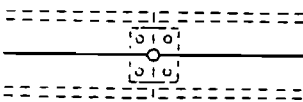
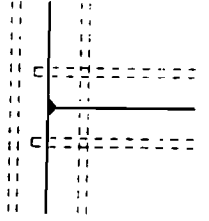
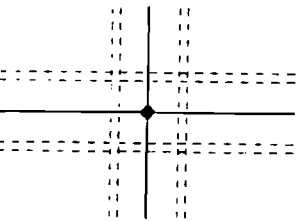
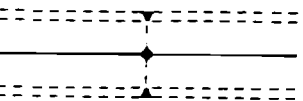
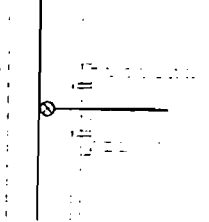
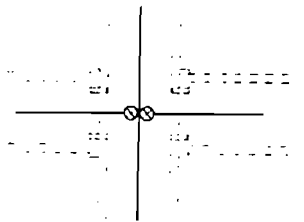
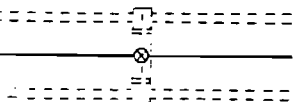
Type of model	Single-sided joint	Double-sided joint	Beam splice
Simple			
Continuous			
Semi-continuous			

Figure J.5: Simplified modelling of joints

J.2.2 Elastic global analysis

- (1) Where elastic global analysis is used, joints should be classified according to their stiffness.
- (2) For a semi-rigid joint, its rotational stiffness is needed for the global analysis. The rotational stiffness may be taken as the secant stiffness corresponding to the design value of the bending moment $M_{j,Sd}$.
- (3) As a simplification the following procedure, which is illustrated in figure J.6(a), may be adopted:
 - a) Provided that the design bending moment $M_{j,Sd}$ does not exceed $2/3 M_{j,Rd}$ then the initial rotational stiffness of the joint $S_{j,ini}$ may be used for the global analysis.
 - b) If the design bending moment $M_{j,Sd}$ exceeds $2/3 M_{j,Rd}$ then for the global analysis the rotational stiffness of the joint should be taken as $S_{j,ini}/\eta$, in which the stiffness modification coefficient η is obtained from table J.3.
- (4) As a further simplification, the value of the rotational stiffness used for the global analysis may be taken as $S_{j,ini}/\eta$ for all values of the design bending moment $M_{j,Sd}$, as illustrated in figure J.6(b).

J.2.3 Rigid-plastic global analysis

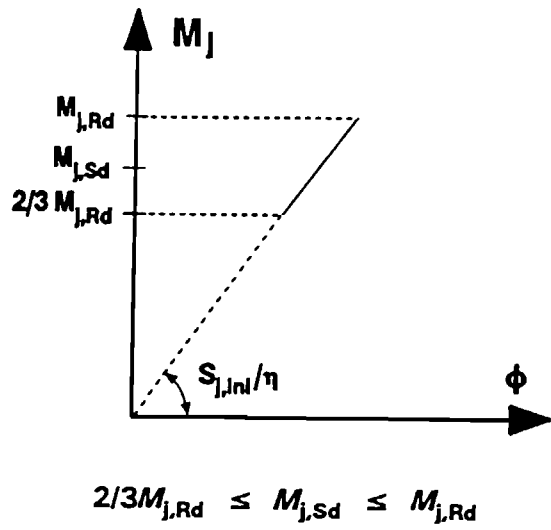
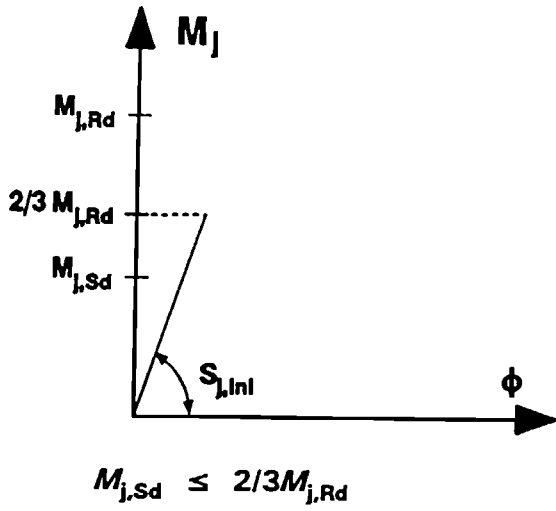
- (1) Where rigid-plastic global analysis is used, joints should be classified according to their strength.
- (2) For full-strength joints see 6.4.3.2 and J.5.
- (3) For partial-strength joints see 6.4.3.3 and J.5.

J.2.4 Elastic-plastic global analysis

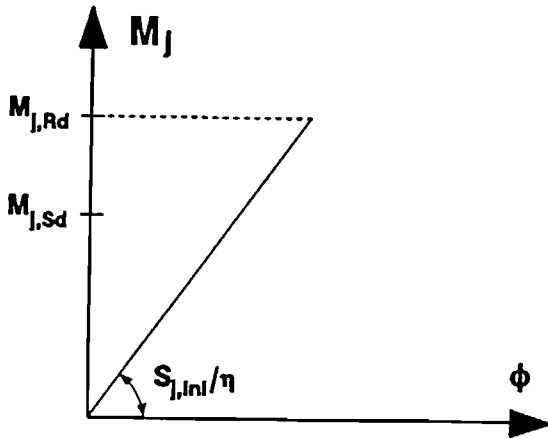
- (1) Where elastic-plastic global analysis is used, joints should be classified according to both stiffness and strength.
- (2) For full-strength joints see 6.4.3.2 and J.5.
- (3) For partial-strength joints see 6.4.3.3 and J.5.
- (4) In the case of semi-rigid joints a simplified bi-linear design moment rotation characteristic as illustrated in figure J.7 may be adopted. The stiffness modification coefficient η should be obtained from table J.3.

Table J.3: Stiffness modification coefficient η

Type of connection	Beam-to-column joints	Other types of joints
Welded	2	3
Bolted end-plate	2	3
Bolted flange cleats	2	3,5



a) Procedure given in J.2.2(3).



b) Procedure given in J.2.2(4).

Figure J.6: Rotational stiffness to be used in elastic global analysis

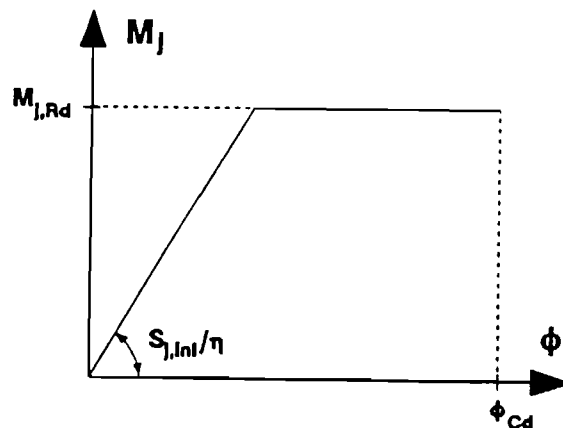


Figure J.7: Simplified bi-linear design moment-rotation characteristic

J.2.5 Classification of beam-to-column joints

J.2.5.1 Classification by stiffness

(1) A beam-to-column joint may be classified as rigid, nominally pinned or semi-rigid according to its stiffness by determining its initial rotational stiffness $S_{j,ini}$ from J.4 and comparing this with the classification boundaries given in figure J.8.

J.2.5.2 Classification by strength

(1) A beam-to-column joint may be classified as full-strength, nominally pinned or partial strength by comparing its design moment resistance with the design moment resistances of the members which it joins.

(2) A beam-to-column joint may be classified as full-strength if it meets the criteria given in figure J.9.

NOTE: These criteria are more specific than the criteria given in 6.4.3.2(1) and 6.9.6.3(3).

(3) A joint may be classified as nominally pinned if its design moment resistance $M_{j,Rd}$ is not greater than 0,25 times the design moment resistance required for a full-strength joint.

(4) A joint which is able to resist bending moments but does not meet the criteria for a full-strength joint should be classified as partial-strength unless it is classified as nominally pinned.

J.2.6 Modelling of beam-to-column joints

J.2.6.1 General

(1) For global analysis, single-sided and double-sided beam-to-column joint configurations may be modelled as indicated in either J.2.6.2 or J.2.6.3.

(2) For a double-sided beam-to-column joint configuration, the methods in J.3.5.2 for the design shear resistance of an unstiffened column web panel and in J.4.4(1) for its stiffness coefficient assume that the depths of the beams are similar.

(3) Generally a beam-to-column joint configuration is subject to bending moments $M_{b1,Sd}$ and $M_{b2,Sd}$, normal forces $N_{b1,Sd}$ and $N_{b2,Sd}$ and shear forces $V_{b1,Sd}$ and $V_{b2,Sd}$ applied to the connections by the connected beams, see figure J.10.

(4) The resulting shear force $V_{wp,Sd}$ in the web panel is given by:

$$V_{wp,Sd} = (M_{b1,Sd} - M_{b2,Sd})/z - (V_{c1,Sd} - V_{c2,Sd})/2 \quad (J.1)$$

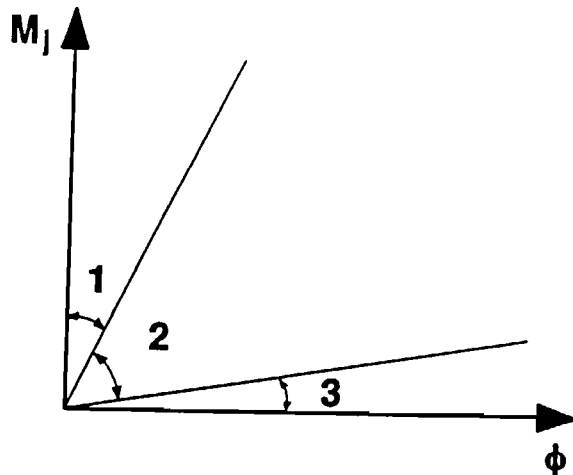
in which z is the lever arm, see J.4.3.

(5) For welded connections the lever arm z may be taken as indicated in figure J.11(a).

(6) For bolted connections with angle flange cleats, or with end-plates with only one bolt row in tension, the lever arm z may be taken as indicated in figure J.11(b).

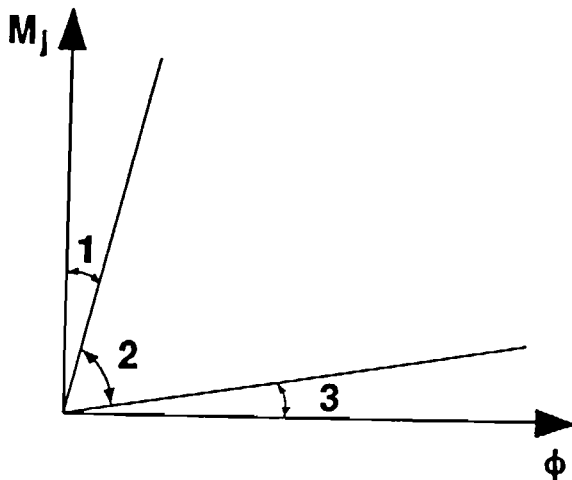
(7) For bolted end-plate connections with two or more bolt rows in tension, the lever arm z may be approximated as the distance between the mid-thickness of the compression flange and the mid-distance between the farthest two bolt rows in tension, see figure J.11(c).

(8) To model the deformational behaviour of a beam-to-column joint, account should be taken of the shear deformation of the web panel and the rotational deformation of the connections.



- 1 rigid, if $S_{j,ini} \geq 8E I_b / L_b$
- 2 semi-rigid *)
- 3 nominally pinned, if $S_{j,ini} \leq 0,5E I_b / L_b$

a) Braced frames



- 1 rigid, if $S_{j,ini} \geq 25E I_b / L_b$
- 2 semi-rigid *)
- 3 nominally pinned, if $S_{j,ini} \leq 0,5E I_b / L_b$

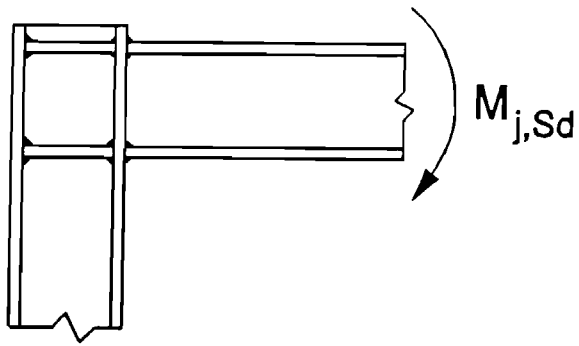
b) Unbraced frames (provided that in every storey $K_b/K_c \geq 0,1$)

*) All joints in zone 2 should be classified as semi-rigid. Joints in zones 1 or 3 may optionally be treated as semi-rigid if convenient.

Key:

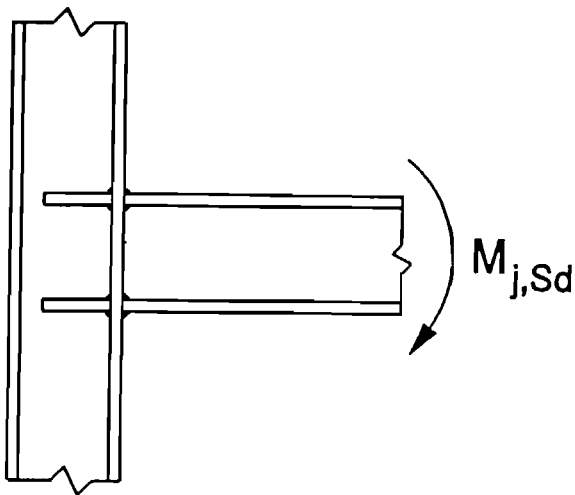
- K_b mean value of I_b/L_b for all the beams at the top of that storey;
- K_c mean value of I_c/L_c for all the columns in that storey;
- I_b is the second moment of area of a beam;
- I_c is the second moment of area of a column;
- L_b is the span of a beam (centre-to-centre of columns);
- L_c is the storey height of a column.

Figure J.8: Boundaries for stiffness classification of beam-to-column joints



Either $M_{j,Rd} \geq M_{b,p\ell,Rd}$
or $M_{j,Rd} \geq M_{c,p\ell,Rd}$

a) Top of column



Either $M_{j,Rd} \geq M_{b,p\ell,Rd}$
or $M_{j,Rd} \geq 2 M_{c,p\ell,Rd}$

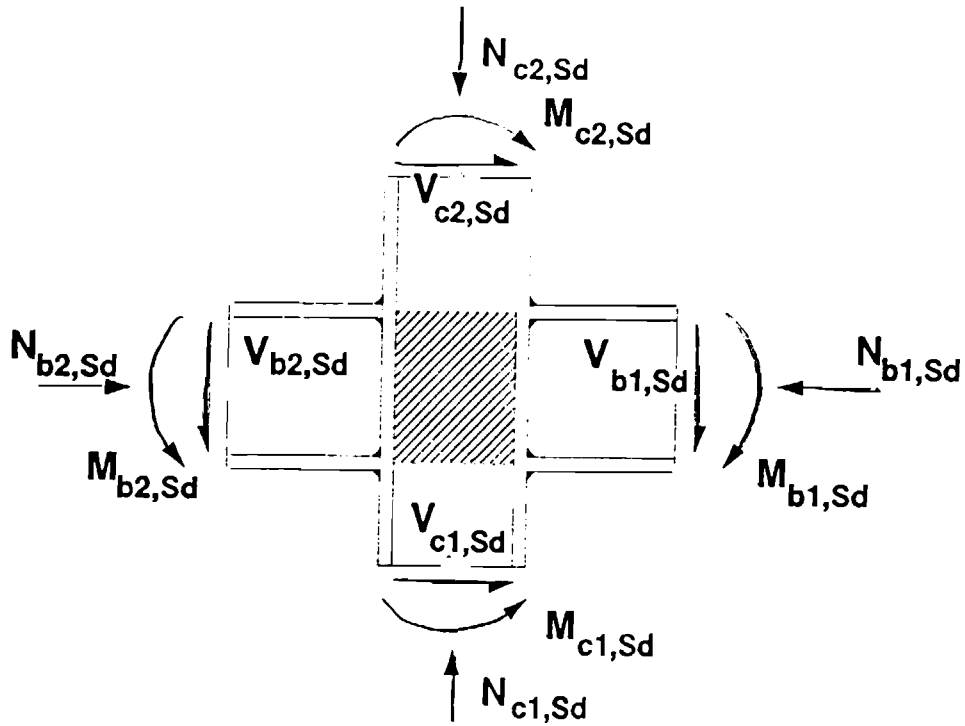
b) Within column height

Key:

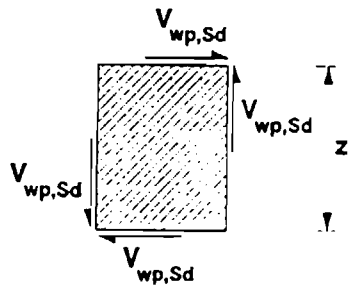
$M_{b,p\ell,Rd}$ is the design plastic moment resistance of a beam

$M_{c,p\ell,Rd}$ is the design plastic moment resistance of a column

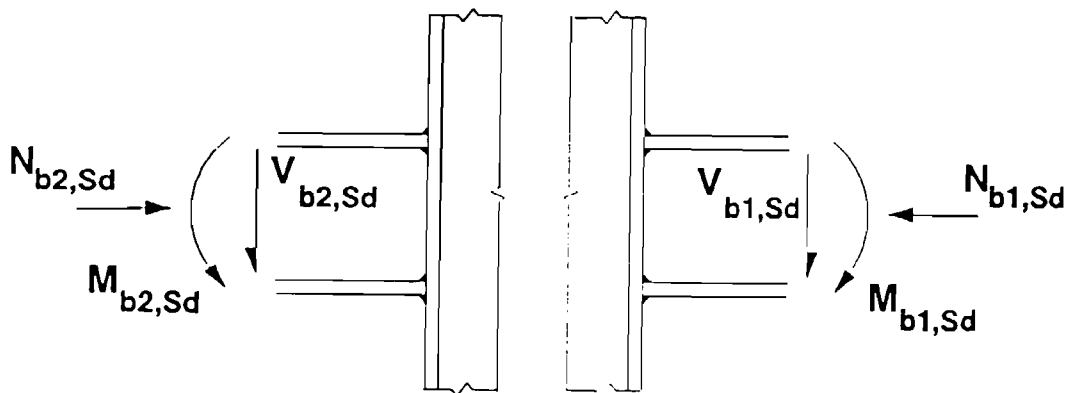
Figure J.9: Full-strength joints



a) Joint configuration

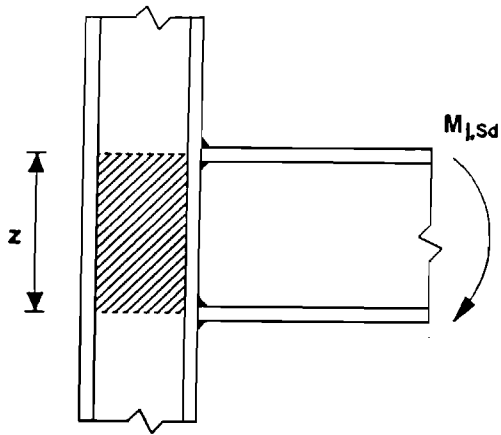


b) Web panel

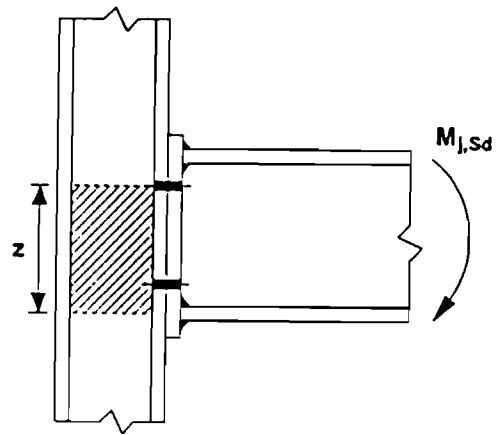
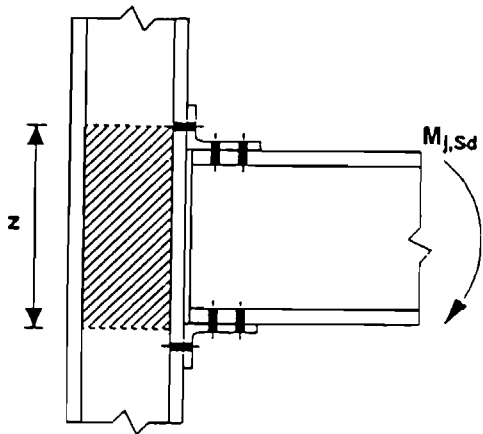


c) Connections

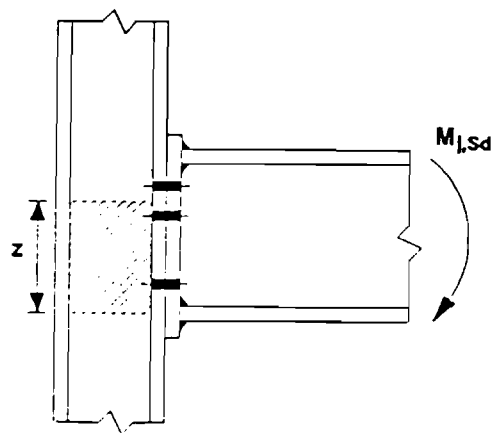
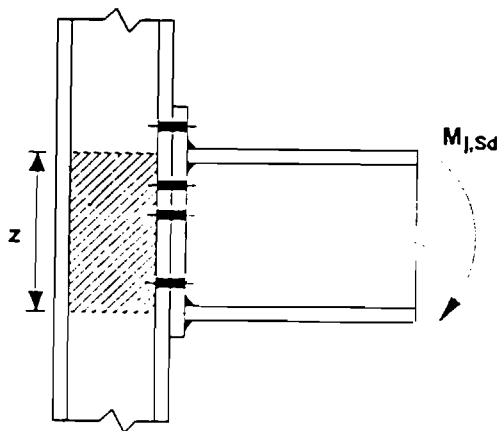
Figure J.10: Loading of the web panel and the connections



a) Welded joints



b) Bolted joints with only one bolt-row in tension



c) Bolted joints with end-plates and two or more bolt-rows in tension

Figure J.11: Determination of the lever arm z

J.2.6.2 Modelling reflecting the actual behaviour

- (1) To model a joint in a way that closely reproduces the expected behaviour, the web panel and each of the connections should be modelled separately.
- (2) This may be achieved as shown in figure J.12, in which the shear deformation of the web panel is reproduced by a diagonal translational spring and the rotational deformation of each connection is reproduced by flexural springs.

NOTE: This type of modelling is not considered further in this annex.

J.2.6.3 Simplified modelling

- (1) As a simplified alternative to the method given in J.2.6.2, a single-sided joint configuration may be modelled as a single joint and a double-sided joint configuration may be modelled as two separate but interacting joints, one for each connection.
- (2) Each of these joints should be modelled as a separate rotational spring, as shown in figure J.13, in which each spring has a moment-rotation characteristic that takes into account the behaviour of the web panel as well the influence of the relevant connection.
- (3) When determining the design moment resistance and rotational stiffness for each of the joints, the influence of the web panel should be allowed for by means of the transformation parameters β_1 and β_2 , where:

β_1 is the value of the transformation parameter β for the right hand side joint;
 β_2 is the value of the transformation parameter β for the left hand side joint.

- (4) Conservative values for β_1 and β_2 may be obtained from table J.4.
- (5) Alternatively more accurate values of β_1 and β_2 may be determined from the following:
 - for the right hand side joint:

$$\beta_1 = \left| \left(1 - \frac{M_{b2,Sd}}{M_{b1,Sd}} \right) - \frac{z}{2M_{b1,Sd}} (V_{c1,Sd} - V_{c2,Sd}) \right| \quad (J.2)$$

- for the left hand side joint:

$$\beta_2 = \left| \left(1 - \frac{M_{b1,Sd}}{M_{b2,Sd}} \right) - \frac{z}{2M_{b2,Sd}} (V_{c1,Sd} - V_{c2,Sd}) \right| \quad (J.3)$$

where:

z is the lever arm.

NOTE: The transformation parameters β_1 and β_2 are used in J.3.5.3(5) in connection with table J.5, in J.3.6.2(6) and in J.4.4(1)(a).

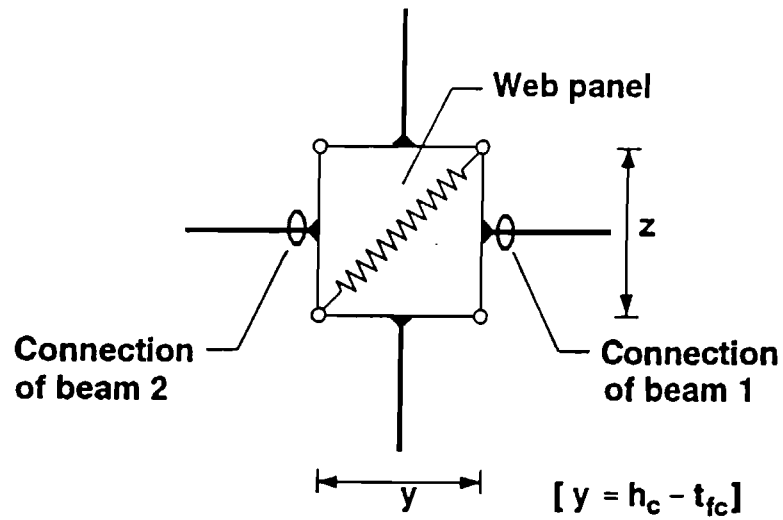
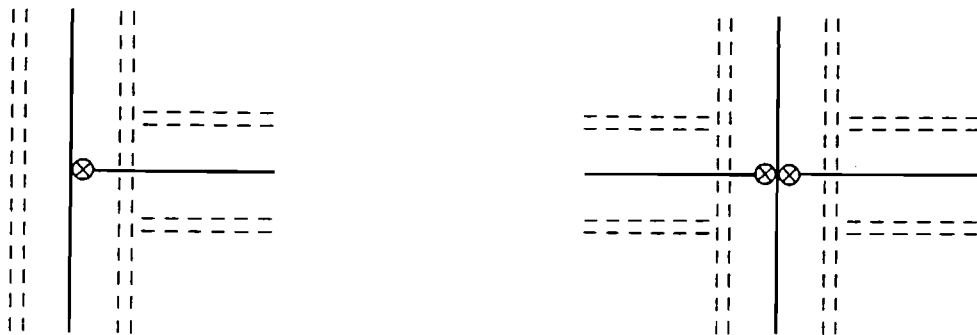


Figure J.12: Modelling the web panel and the connections by separate springs

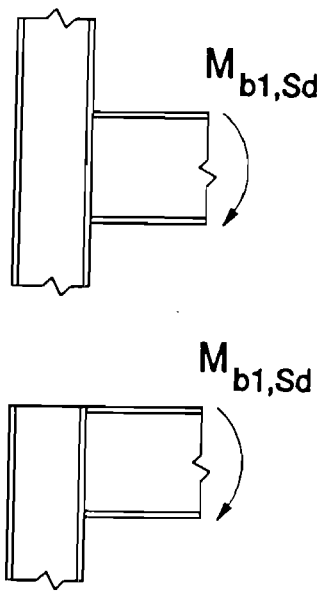
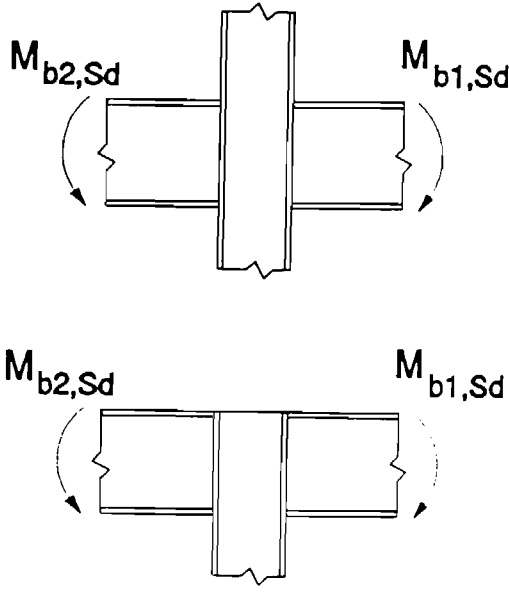


a) Single-sided beam-to-column joint

b) Double-sided beam-to-column joint

Figure J.13: Modelling the joint deformability by means of rotational springs

Table J.4: Approximate values for the transformation parameter β

Type of joint configuration	Action	Value of β
	$M_{b1,Sd}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Sd} = M_{b2,Sd}$	$\beta = 0$ *)
	$M_{b1,Sd} > 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Sd} > 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Sd} < 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Sd} < 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Sd} > 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b2,Sd} < 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b1,Sd} < 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b2,Sd} > 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b1,Sd} + M_{b2,Sd} = 0$	$\beta = 2$ *)

*) In this case the value of β is the exact value rather than an approximation.

J.3 Resistance

J.3.1 General

J.3.1.1 Internal forces

- (1) Joints should be designed to resist the bending moments, shear forces and normal forces to which they are subjected.
- (2) The moments and forces applied to the joint should be distributed locally within the joint to determine the forces to which each basic component of the joint is subjected.
- (3) The distribution of internal forces within a joint should be in accordance with 6.1.4.
- (4) The design values of the forces applied to each basic joint component should not exceed the design resistance of that component as given in J.3.5.

J.3.1.2 Resistance to shear forces

- (1) In welded connections, and in bolted connections with end-plates, the welds connecting the beam web should be designed to transfer the shear force from the connected beam to the joint without any assistance from the welds connecting the beam flanges.
- (2) In bolted connections with end-plates, the design shear force transferred by the bolts from the end-plate to the column flange should not normally exceed the sum of:
 - a) the total design shear resistance of the bolts in those bolt-rows that are not required to resist tension;
 - b) 0,4/1,4 of the total design shear resistance of the bolts in those bolt-rows that are also required to resist tension.
- (3) Alternatively, the resistance of each bolt-row to combined shear and tension may be verified according to 6.5.5 taking into account the total tensile force in the bolt including any force due to prying action.
- (4) In bolted connections with angle flange cleats, the cleat connecting the compression flange of the beam may be assumed to transfer the shear force in the beam to the column, provided that:
 - the gap g between the end of the beam and the face of the column does not exceed the thickness t_a of the angle cleat;
 - the force does not exceed the design shear resistance of the bolts connecting the cleat to the column;
 - the web of the beam satisfies 5.7.
- (5) In a beam-to-column joint, the shear force $V_{wp,Sd}$ within an unstiffened web panel, see J.2.6.1(4), should not exceed the shear resistance $V_{wp,Rd}$ of the web panel, see J.3.5.2.
- (6) The design shear resistance of a joint may be derived from the distribution of internal forces within that joint and the design resistances of its basic components.

J.3.1.3 Resistance to bending moments

- (1) In all joints the sizes of the welds should be such that the design moment resistance of the joint $M_{j,Rd}$ is always limited by the resistance of its other basic components and not by the resistance of the welds.
- (2) In a joint where a plastic hinge is required to form and rotate under any load case, the welds should be designed to resist the effects of a moment equal to the smaller of:
 - the design plastic moment resistance of the connected member $M_{p\ell,Rd}$;
 - γ times the design moment resistance of the joint $M_{j,Rd}$.where for a braced frame: $\gamma = 1,4$
and for an unbraced frame: $\gamma = 1,7$
- (3) The design moment resistance of any joint may be derived from the distribution of internal forces within that joint and the design resistances of its basic components.
- (4) Provided that the axial force N_{Sd} in the connected member does not exceed 10% of the plastic resistance $N_{p\ell,Rd}$ of its cross-section, the design moment resistance of a joint $M_{j,Rd}$ may be determined using the method given in J.3.6.
- (5) In welded connections and in bolted connections with end-plates, the centre of compression may be assumed to be located at the mid-thickness of the compression flange of the beam.
- (6) In bolted connections with angle flange cleats, the centre of compression may be assumed to be located at the mid-thickness of the leg of the angle parallel to the compression flange of the beam.
- (7) In a bolted connection with more than one bolt-row in tension, as a simplification the contribution of any bolt-row may be neglected, provided that the contributions of all other bolt-rows closer to the centre of compression are also neglected.

NOTE: This leads to an under-estimate of the design moment resistance, but generally the reduction is relatively small. As an indication, provided that at least 50% of the bolt-rows are retained, if all the bolt-rows that are neglected are closer to the centre of compression than 40% of its distance from the farthest bolt-row, the reduction is usually less than 15%.

J.3.2 Equivalent T-stub

J.3.2.1 General

- (1) In bolted joints the flange of an equivalent T-stub may be used as indicated in figure J.14 to model the resistance of the basic components listed in (7).
- (2) The three possible modes of failure of the flange of an equivalent T-stub may be assumed to be similar to those expected to occur in the basic component which it represents, see figure J.15.
- (3) The total effective length $\Sigma \ell_{\text{eff}}$ of an equivalent T-stub, see figure J.16, should be such that the design tension resistance of its flange is equivalent to that of the basic joint component which it represents.

NOTE: The effective length of an equivalent T-stub is a notional length and does not necessarily correspond to the physical length of the basic joint component which it represents.

- (4) The design tension resistance of a T-stub flange $F_{T,Rd}$ should be taken as the smallest value for the three possible failure modes, determined as follows:

- Mode 1: Complete yielding of the flange:

$$F_{T,Rd} = \frac{4M_{pt1,Rd}}{m} \quad (J.4)$$

- Mode 2: Bolt failure with yielding of the flange:

$$F_{T,Rd} = \frac{2M_{pt2,Rd} + n\Sigma B_{t,Rd}}{m + n} \quad (J.5)$$

- Mode 3: Bolt failure:

$$F_{T,Rd} = \Sigma B_{t,Rd} \quad (J.6)$$

in which:

$$M_{pt1,Rd} = 0,25\Sigma \ell_{\text{eff},1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} \quad (J.7a)$$

$$M_{pt2,Rd} = 0,25\Sigma \ell_{\text{eff},2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} \quad (J.7b)$$

$$n = e_{\min} \quad \text{but } n \leq 1,25m \quad (J.8)$$

where:

$B_{t,Rd}$ is the design tension resistance of a bolt-plate assembly, see (6);

$\Sigma B_{t,Rd}$ is the total value of $B_{t,Rd}$ for all the bolts in the T-stub;

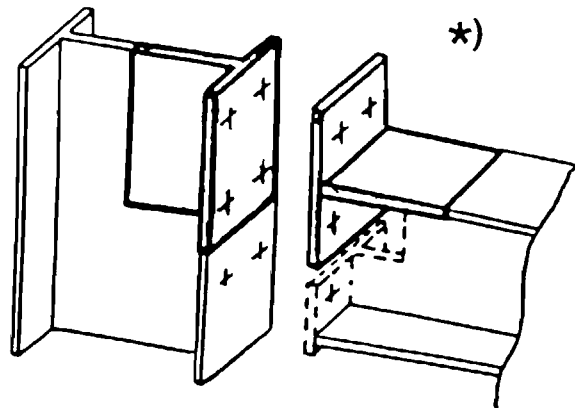
$\Sigma \ell_{\text{eff},1}$ is the value of $\Sigma \ell_{\text{eff}}$ for mode 1;

$\Sigma \ell_{\text{eff},2}$ is the value of $\Sigma \ell_{\text{eff}}$ for mode 2;

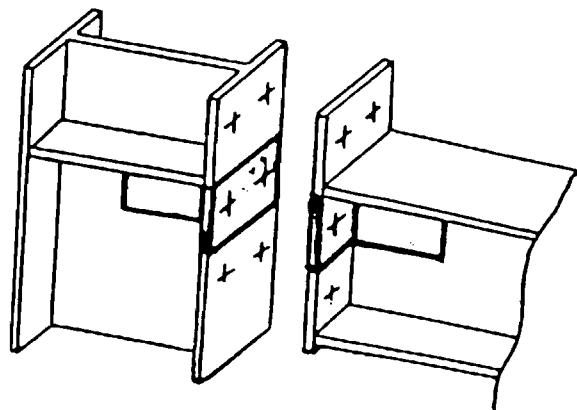
and e_{\min} and m are as indicated in figure J.16.

- (5) Alternatively the resistance for mode 1 may be determined from J.3.2.4.

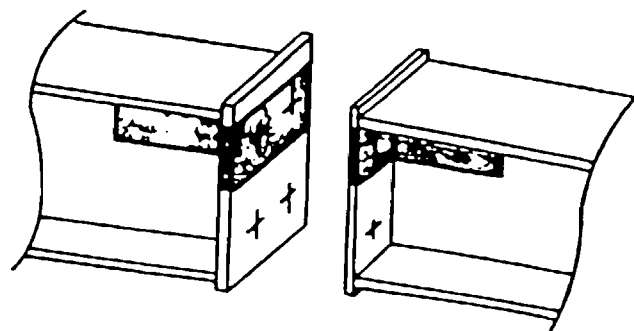
- (6) In the case of a T-stub flange, the design tension resistance $B_{t,Rd}$ of a bolt-plate assembly from 6.5.5(4) is never governed by the punching shear resistance $B_{p,Rd}$ and therefore $B_{t,Rd}$ should be taken as equal to the design tension resistance of the bolt $F_{t,Rd}$ given in table 6.5.3.



a) Unstiffened beam-to-column joint with an extended end-plate



b) Stiffened beam-to-column joint with an extended end-plate



c) End-plate type beam splice with flush end-plates

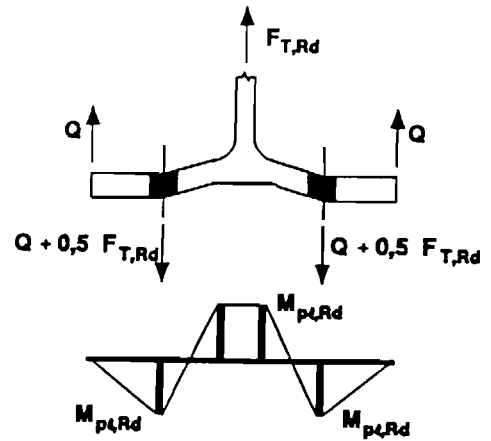
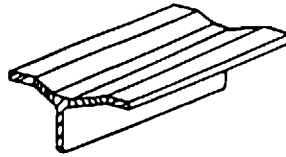
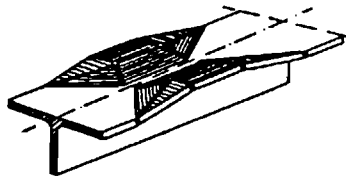
*¹) This end-plate model is used in a simplified method given in J.3.6.1(5), see figure 32.

Figure J.14: Modelling of column flanges and end-plates as T-stubs

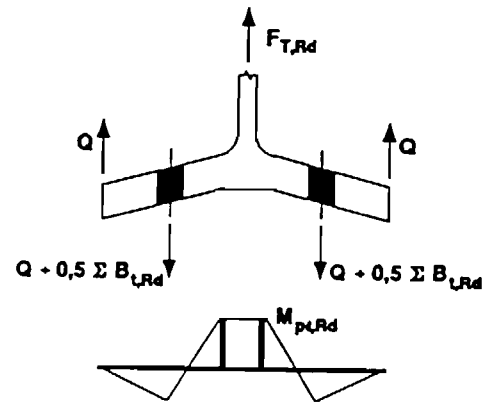
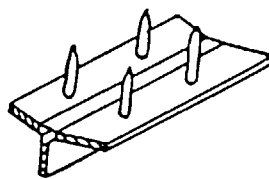
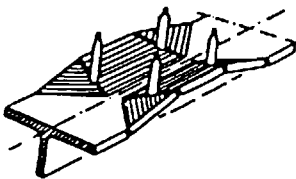
Actual components

Equivalent T-stub

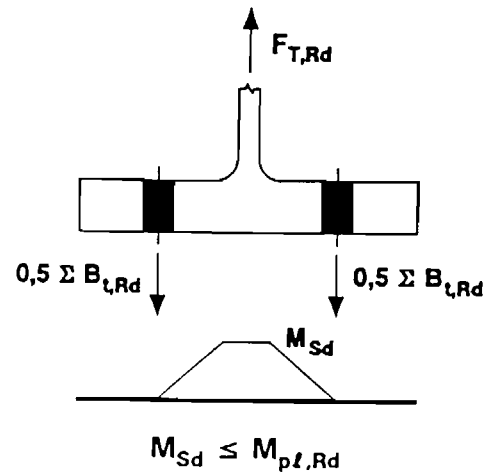
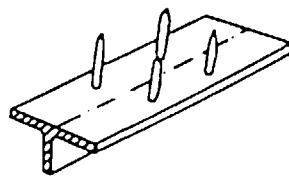
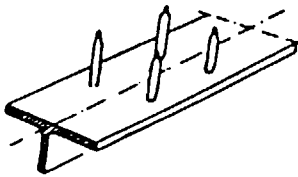
Force and moment diagrams



Mode 1: Complete yielding of the flange



Mode 2: Bolt failure with yielding of the flange



Mode 3: Bolt failure

Figure J.15: Failure modes of actual components and equivalent T-stub flanges

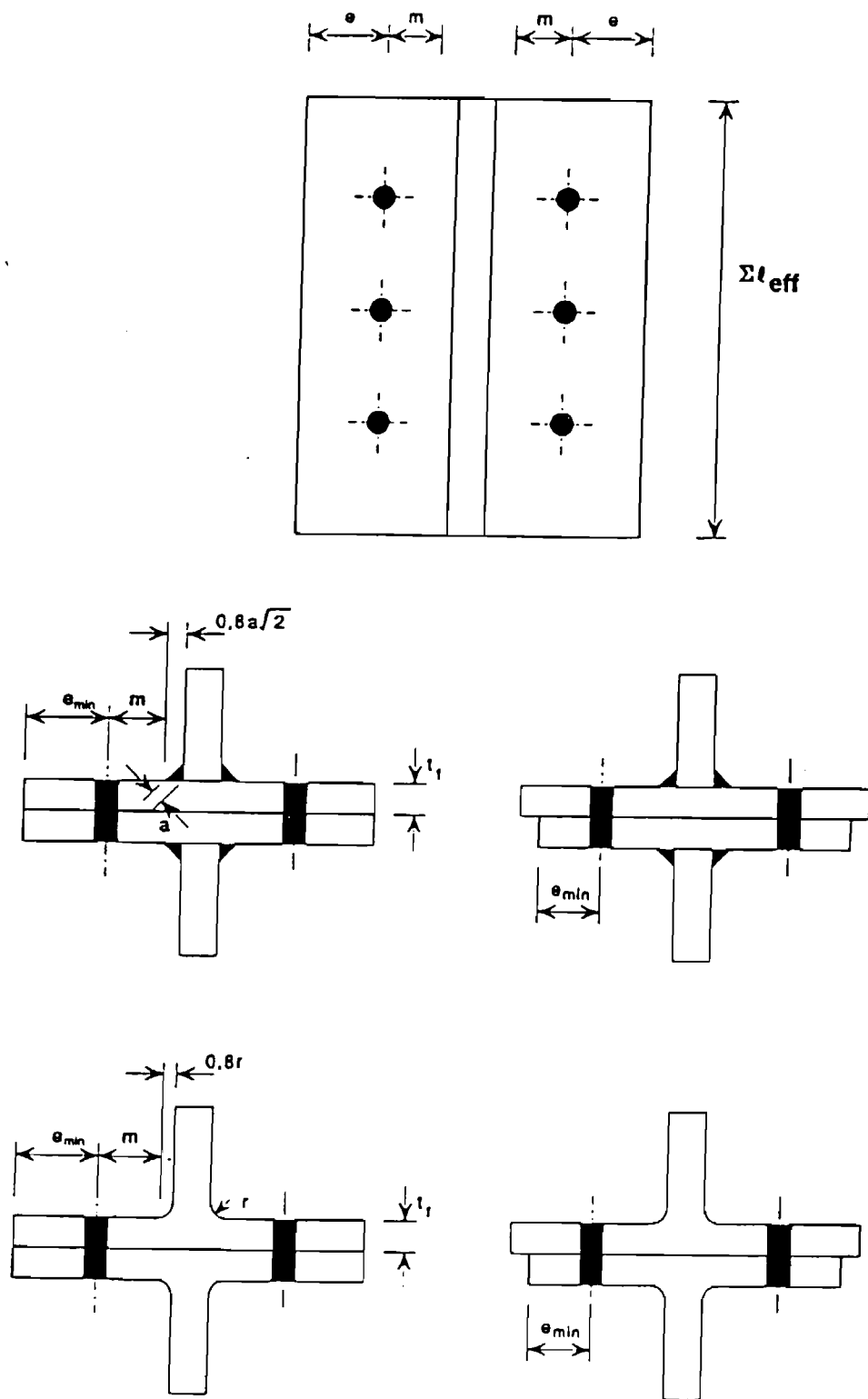


Figure J.16: Dimensions of an equivalent T-stub flange

(7) Methods for modelling basic components of a joint as equivalent T-stub flanges, including the values to be used for e_{\min} , ℓ_{eff} and m , are given in:

- J.3.5.5 for column flange in bending;
- J.3.5.7 for end-plate in bending;
- J.3.5.9 for flange cleat in bending.

J.3.2.2 Individual bolt-rows, bolt-groups and groups of bolt-rows.

(1) Although in an actual T-stub flange the forces at each bolt-row are generally equal, when an equivalent T-stub flange is used to model a basic component in a joint in accordance with J.3.5.5, J.3.5.7 or J.3.5.9, the forces are generally different at each bolt-row.

(2) When modelling a basic joint component by equivalent T-stub flanges in accordance with J.3.5, in some cases more than one equivalent T-stub is used and the bolt-rows are divided into separate bolt-groups corresponding to each equivalent T-stub flange.

(3) The criteria to be satisfied are:

- a) the force at each bolt-row should not exceed the resistance considering only that individual bolt-row;
- b) the total force on each group of bolt-rows, comprising two or more adjacent bolt-rows within the same bolt-group, should not exceed the resistance of that group of bolt-rows.

(4) Accordingly, when obtaining the design tension resistance of the basic component represented by an equivalent T-stub flange, it is generally necessary to determine:

- a) the maximum resistance of an individual bolt-row, considering only that bolt-row, see figure 17(a);
- b) the contribution of each bolt-row to the maximum resistance of two or more adjacent bolt-rows within a bolt-group, considering only those bolt-rows, see figure 17(b).

NOTE: The procedure is illustrated by the example in figure J.34, see J.3.6.2(10).

(5) In the case of an individual bolt-row $\Sigma \ell_{\text{eff}}$ should be taken as equal to the effective length ℓ_{eff} tabulated in J.3.5 for that bolt-row as an individual bolt-row.

(6) In the case of a group of bolt-rows $\Sigma \ell_{\text{eff}}$ should be taken as the sum of the effective lengths ℓ_{eff} tabulated in J.3.5 for each relevant bolt-row as part of a bolt-group.

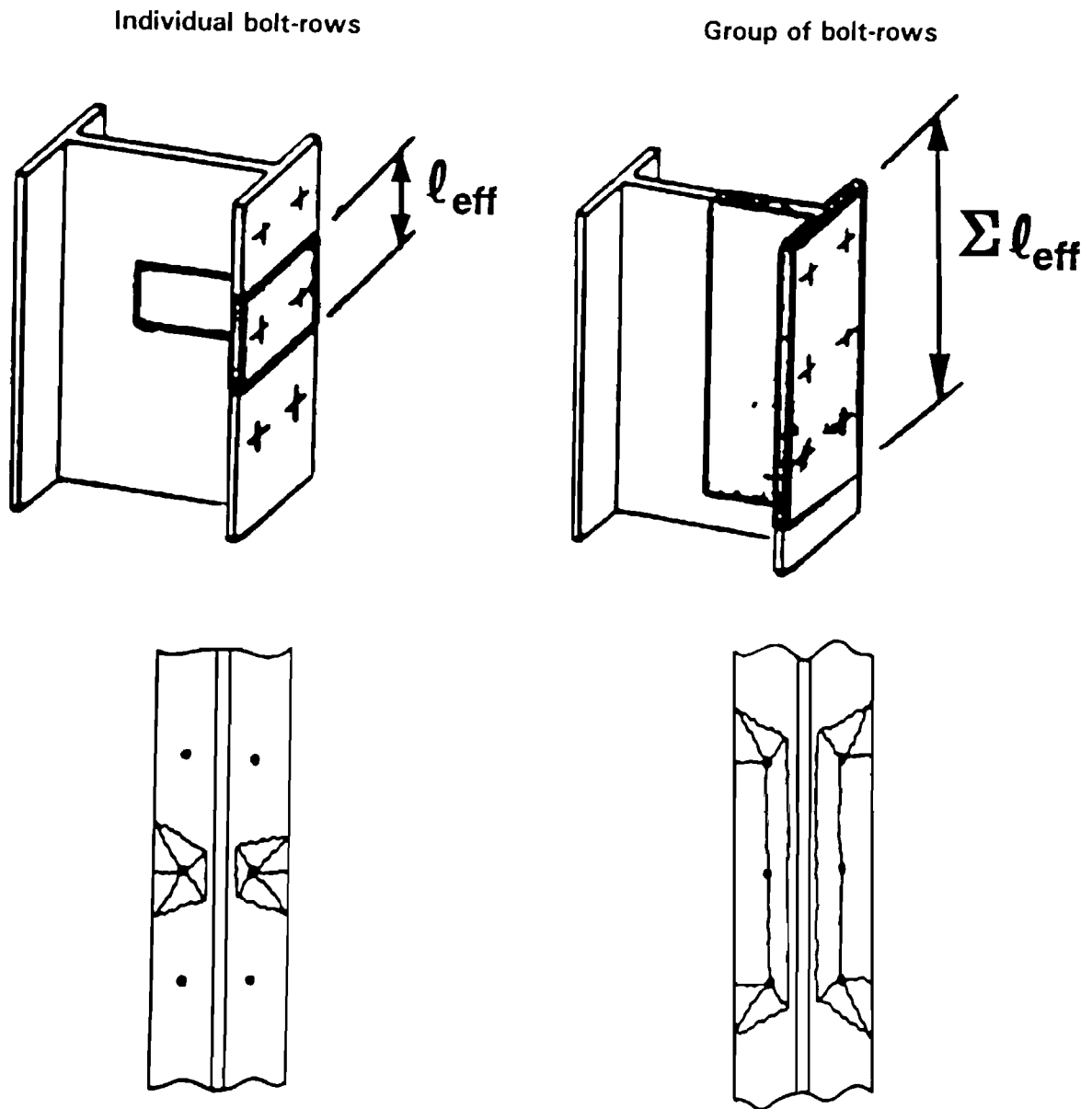


Figure J.17: Individual bolt-rows and groups of bolt-rows

J.3.2.3 Backing plates

- (1) Column flanges may be reinforced in bending by backing plates as indicated in figure J.18.
- (2) Each backing plate should extend at least to the edge of the column flange and to within 3 mm of the toe of the root radius or fillet weld.
- (3) The length of the backing plates should not be less than the total effective length for the bolt-row or group of bolt-rows concerned and should be such that it extends not less than $2d$ beyond the last bolt-row at each end, where d is the nominal diameter of the bolts.
- (4) Where backing plates are used, the design tension resistance of the T-stub $F_{T,Rd}$ should be determined using the expressions given in J.3.2.1 for modes 2 and 3 but the following modified expression for mode 1:

Mode 1: Complete yielding of the flange and backing plates:

$$F_{T,Rd} = \frac{4M_{pl1,Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m} \quad (J.9)$$

in which $M_{bp,Rd}$ is the design moment resistance of a backing plate given by:

$$M_{bp,Rd} = 0.25 \Sigma l_{eff,1} t_{bp}^2 f_{y,bp} / \gamma_{M0} \quad (J.10)$$

where:

- $f_{y,bp}$ is the yield strength of the backing plates;
- t_{bp} is the thickness of the backing plates.

- (5) Alternatively the resistance for mode 1 may be determined from J.3.2.4.

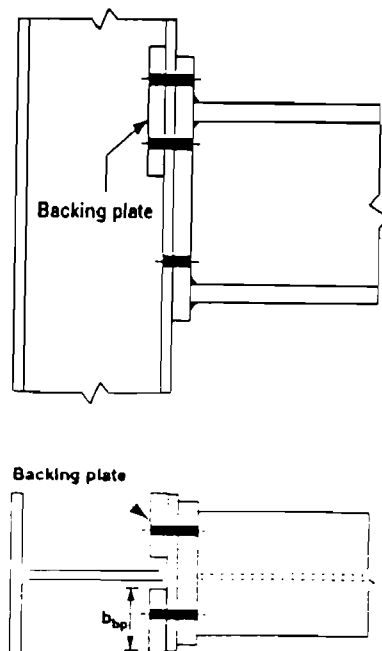


Figure J.18: Column flange with backing plates

J.3.2.4 Alternative method

(1) The tension design resistance of a T-stub flange may be evaluated using the following method as an alternative to the methods given in J.3.2.1 for T-stub flanges without backing plates and J.3.2.3 for T-stub flanges reinforced by backing plates.

(2) In this alternative method, the force applied to the T-stub flange by a bolt as assumed to be uniformly distributed under the washer, the bolt head or the nut, as appropriate, see figure J.19, instead of concentrated at the centre-line of the bolt. This assumption leads to a higher value of the design resistance for mode 1 but leaves the values for modes 2 and 3 unchanged.

(3) Where the alternative method is adopted for a T-stub flange without backing plates, the design resistance should be determined as in J.3.2.1 using the expressions given for modes 2 and 3 but a modified expression for mode 1 as follows:

Mode 1: Complete yielding of the flange:

$$F_{T,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{p1,Rd}}{2mn - e_w(m + n)} \quad (J.11)$$

in which:

$$e_w = d_w / 4$$

where:

d_w is the diameter of the washer, or the across points dimension of the bolt head or the nut, as appropriate.

(4) Where the alternative method is adopted for a T-stub flange reinforced with backing plates, the design resistance should be determined as in J.3.2.1 using the expressions given for modes 2 and 3 but a modified expression for mode 1 as follows:

Mode 1: Complete yielding of the flange and backing plates:

$$F_{T,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{p1,Rd} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn - e_w(m + n)} \quad (J.12)$$

in which:

e_w is as in (3);

$M_{bp,Rd}$ is as in J.3.2.3(4).

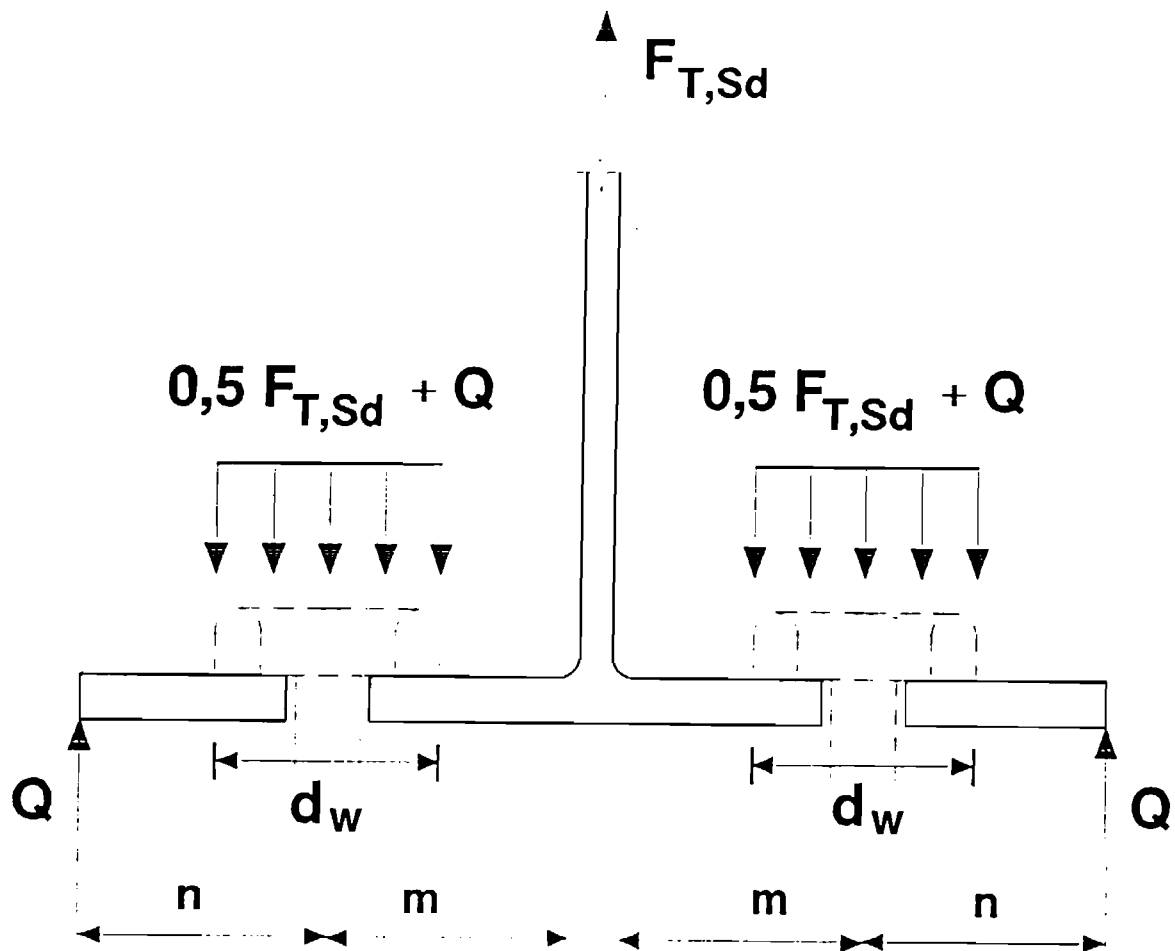


Figure J.19: Forces acting on a T-stub flange in tension (alternative method)

J.3.3 Column web and flange stiffeners

J.3.3.1 General

- (1) The resistance of a column web and the resistance of a column flange may be increased by the use of stiffeners, see figure J.20.
- (2) Stiffeners may also be used to increase the rotational stiffness of a joint by increasing the stiffness of the column web in shear, compression or tension, see J.4.4.
- (3) A distinction is made between transverse stiffeners, see J.3.3.2, and diagonal stiffeners, see J.3.3.3.
- (4) The stiffeners should be designed to resist the applied forces.

J.3.3.2 Transverse stiffeners

- (1) Transverse stiffeners, see figure 20(a), may be used to increase the resistance of:
 - column web panel in shear, see J.3.5.2;
 - column web in compression, see J.3.5.3;
 - column flange in bending, see J.3.5.5;
 - column web in tension, see J.3.5.6.
- (2) The requirement in J.3.3.1(4) may be assumed to be satisfied if all the following are met:
 - the steel grade of the stiffeners is not lower than that of the beam flanges;
 - the thickness of the stiffeners is not smaller than the flange thickness of the beam;
 - the outstand of the stiffeners is not less than $(b_b - t_{wc})/2$

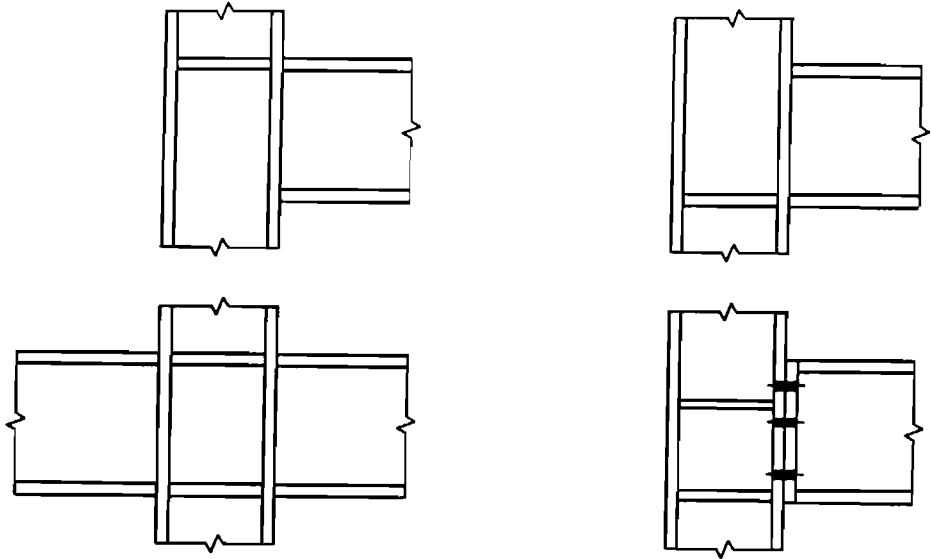
where:

- b_b is the breadth of the beam flange;
- t_{wc} is the thickness of the column web.

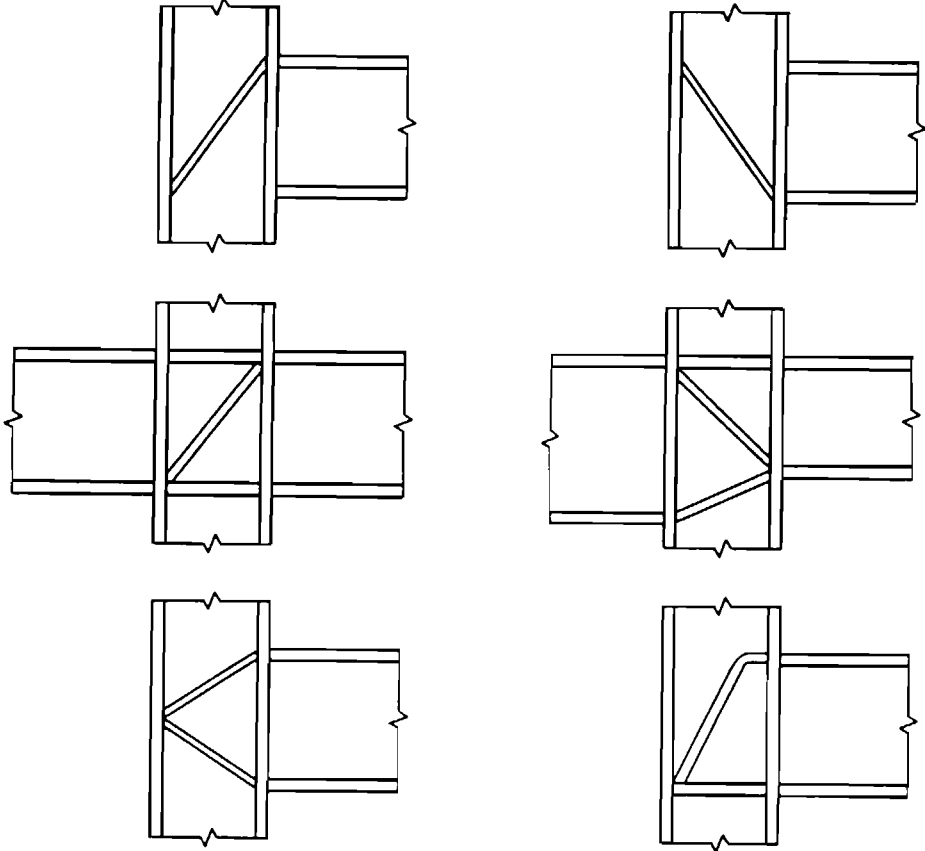
- (3) In welded joints, the transverse stiffeners should be aligned with the corresponding beam flange.
- (4) In bolted joints, the stiffener in the compression zone should be aligned with the centre of compression as defined in J.3.1.3(1) or (2) as appropriate.

J.3.3.3 Diagonal stiffeners

- (1) Diagonal stiffeners, see figure J.20(b), may be used as an alternative to using the column web to resist the shear force in the web panel.
- (2) Appropriate arrangements of diagonal stiffeners may also be used in association with, or as an alternative to, transverse stiffeners in order to increase the resistance of:
 - column web in compression, see J.3.5.3;
 - column flange in bending, see J.3.5.5;
 - column web in tension, see J.3.5.6.



a) Transverse stiffeners



b) Diagonal stiffeners

Figure J.20: Column web and flange stiffeners

J.3.4 Supplementary web plates

- (1) A supplementary web plate, see figure J.21, may be used on one or both sides of the web of a rolled I or H section column, in order to increase its resistance to:
- shear, see J.3.5.2;
 - compression, see J.3.5.3;
 - tension, see J.3.5.6.
- (2) The steel grade of the supplementary web plate should be similar to that of the column.
- (3) The breadth b_s should be such that the welds connecting the supplementary web plate extend to the toe of the root radius, see figure J.21.
- (4) The length l_s should be such that the supplementary web plate extends throughout the effective width of the web in tension and compression, see figure J.21.
- (5) The thickness t_s should be not less than the column web thickness t_{wc} .
- (6) The supplementary web plate should be welded all round, see figure J.21. The welds should have a throat thickness a as follows:

- a) where the supplementary plate is required to increase the resistance of the web in shear or compression:

$$a \geq t_s / \sqrt{2} \quad (J.13)$$

- b) where the supplementary plate is required to increase the resistance of the web in tension:

- for longitudinal butt welds:

$$a \geq t_s \quad (J.14)$$

- for transverse welds and longitudinal fillet welds:

$$a \geq t_s / \sqrt{2} \quad (J.15)$$

- (7) When the breadth b_s of a supplementary web plate exceeds $40\epsilon t_s$, a row of plug welds or bolts should be used to ensure proper cooperation between the supplementary web plate and the column web, see figure J.22. The following requirements apply:

$$e_1 \leq 40\epsilon t_s$$

$$e_2 \leq 40\epsilon t_s$$

$$p \leq 40\epsilon t_s$$

$$d_o \geq t_s$$

where:

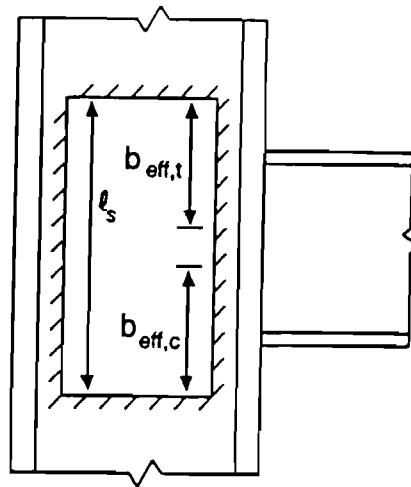
e_1 is the end distance of the holes;

e_2 is the edge distance of the holes;

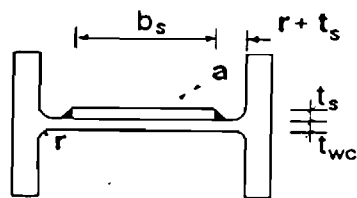
p is the pitch of the holes;

d_o is the diameter of the holes;

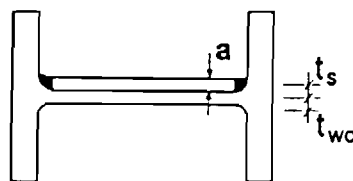
$$\epsilon = [235/f_y]^{0.5}$$



a) Layout



b) Cross-section with longitudinal fillet welds



c) Cross-section with longitudinal butt welds

Figure J.21: Supplementary web plate

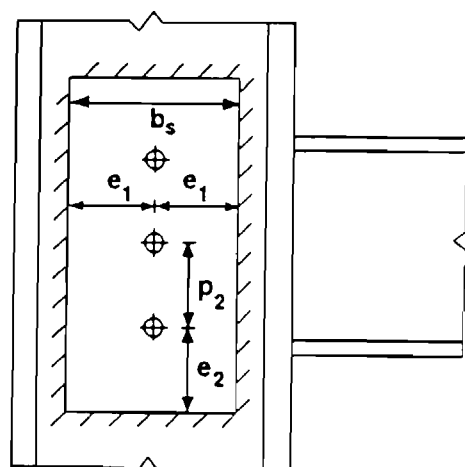


Figure J.22: Spacing of plug welds or bolts for supplementary web plates

J.3.5 Resistance of basic components

J.3.5.1 General

(1) The stresses due to internal forces and moments in the members may be assumed not to affect the resistances of the basic components of a joint, except as specified in (2) and (3).

(2) The longitudinal stress in a column should be taken into account when determining the design resistance of the following basic components:

- column web in compression, see J.3.5.3(6);
- column flange, see J.3.5.5.2(4).

(3) The shear stress in a column web panel should be taken into account when determining the design resistance of the following basic components:

- column web in compression, see J.3.5.3(5);
- column web in tension, see J.3.5.4(4).

J.3.5.2 Column web panel in shear

(1) For a single-sided joint, or a double-sided joint in which the beam depths are similar, the design shear resistance of an unstiffened column web panel $V_{wp,Rd}$ subject to a shear force, see J.2.6.1(4), is given by:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (J.16)$$

where:

A_{vc} is the shear area of the column, see 5.4.6.

(2) Where an unstiffened column web is reinforced by adding a supplementary web plate conforming with J.3.4, the shear area A_{vc} may be increased by $b_s t_{wc}$, where b_s and t_{wc} are as in J.3.4. No further increase of the shear area should be made if supplementary web plates are added both sides of the web.

(3) When transverse web stiffeners are used in both the compression zone and the tension zone, the design plastic shear resistance of the column web panel $V_{wp,Rd}$ may be increased to:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} + \frac{4 M_{pl,f,c,Rd}}{d_s} \quad (J.17)$$

where:

d_s is the distance between the centrelines of the stiffeners;

$M_{pl,f,c,Rd}$ is the design plastic moment resistance of the column flange.

(4) When diagonal web stiffeners are used to increase the shear resistance of a column web, they should be designed to resist the forces to which they are subjected.

J.3.5.3 Column web in compression

(1) The design resistance of an unstiffened column web subject to transverse compression is given by:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\rho b_{eff} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (J.18)$$

(2) For a welded connection, the effective width b_{eff} of column web, see figure J.23, is given by:

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + s) \quad (J.19)$$

in which:

- for a rolled I or H section column: $s = r_c$
- for a welded I or H section column: $s = \sqrt{2} a_c$

(3) For a bolted end-plate connection the effective width b_{eff} of column web in compression, see figure J.23, is given by:

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 2t_p + 5(t_{fc} + s) \quad (J.20)$$

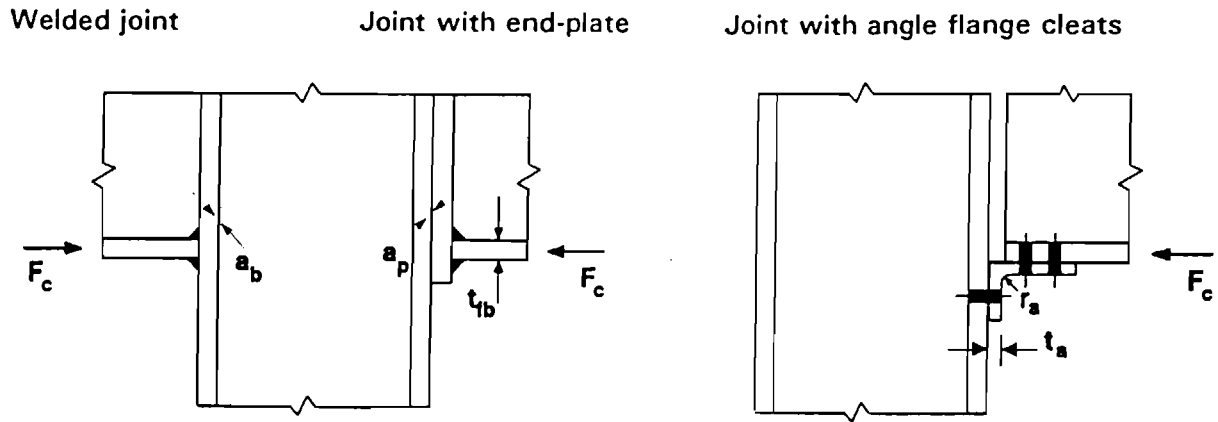
(4) For a bolted connection with angle flange cleats, the effective width b_{eff} of column web in compression, see figure J.23, is given by:

$$b_{eff} = 2t_a + 0.6r_a + 5(t_{fc} + s) \quad (J.21)$$

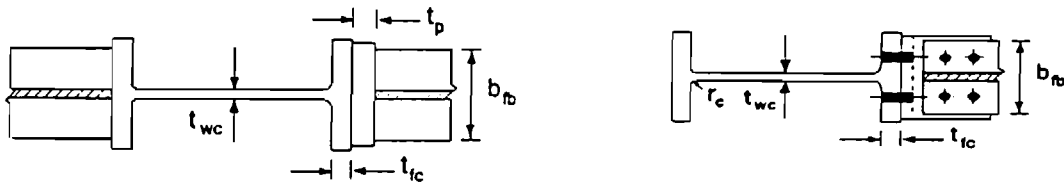
(5) The reduction factor ρ to allow for the possible effects of shear in the column web panel on the design resistance of the column web in compression, should be determined from table J.5, using the effective width b_{eff} given in (2), (3) or (4) as appropriate.

Table J.5: Reduction factor ρ

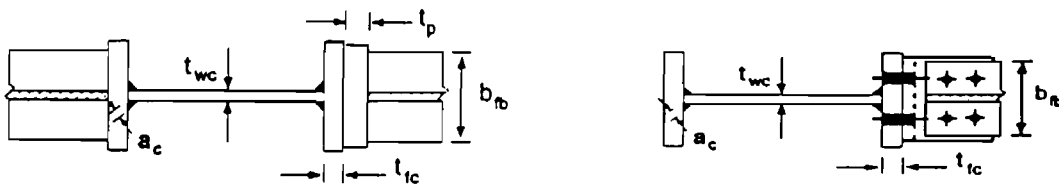
Transformation parameter β	Reduction factor ρ
$0 \leq \beta \leq 0.5$	$\rho = 1$
$0.5 < \beta < 1$	$\rho = \rho_1 + 2(1 - \beta)(1 - \rho_1)$
$\beta = 1$	$\rho = \rho_1$
$1 < \beta < 2$	$\rho = \rho_1 + (\beta - 1)(\rho_2 - \rho_1)$
$\beta = 2$	$\rho = \rho_2$
$\rho_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(b_{eff} t_{wc} / A_{vc})^2}} \quad \rho_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5.2(b_{eff} t_{wc} / A_{vc})^2}}$	
A_{vc} is the shear area of the column, see J.3.5.2;	
β is the transformation parameter, see J.2.6.3.	



a) Elevation



b) Rolled column



c) Welded column

Figure J.23: Transverse compression on an unstiffened column

(6) When the maximum longitudinal compressive stress $\sigma_{com,Ed}$ due to axial force and bending moment in the column exceeds $0.5f_{y,wc}$ in the web (adjacent to the root radius for a rolled section or the toe of the weld for a welded section), its effect on the resistance of the column web in compression should be allowed for by multiplying the value of $F_{c,wc,Rd}$ given by expression (J.22) by a reduction factor k_{wc} as follows:

- when $\sigma_{com,Ed} \leq 0.5f_{y,wc}$:

$$k_{wc} = 1$$

- when $\sigma_{com,Ed} > 0.5f_{y,wc}$:

$$k_{wc} = 1.25 - 0.5\sigma_{com,Ed}/f_{y,wc} \tag{J.22}$$

NOTE: Generally the reduction factor k_{wc} is 1 and no reduction is necessary. It can therefore be omitted in preliminary calculations when the longitudinal stress is unknown and checked later.

- (7) The sway buckling mode of the column web in compression illustrated in figure J.24 should normally be prevented by constructional restraints.
- (8) Where an unstiffened column web is reinforced by adding a supplementary web plate conforming with J.3.4, the effective thickness of the web may be taken as $1,5 t_{wc}$ when one supplementary web plate is added or $2,0 t_{wc}$ when supplementary web plates are added both sides of the web. In calculating the reduction factor ρ for the possible effects of shear stress, the shear area A_{vc} of the web may be increased only to the extent permitted when considering its shear resistance, see J.3.5.2(2).
- (9) For stiffened column webs, see J.3.3.

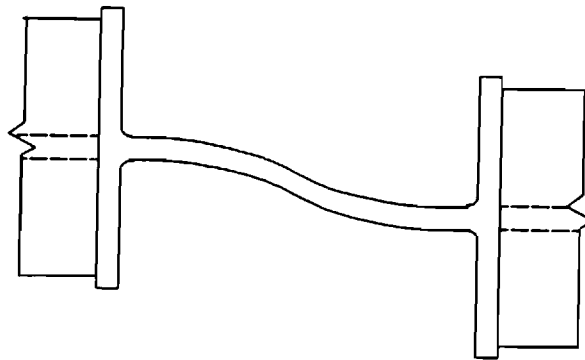


Figure J.24: Column sway buckling modes of an unstiffened web

J.3.5.4 Beam flange and web in compression

(1) The design compression resistance of a beam flange and the adjacent compression zone of the web, may be assumed to act at the level of the centre of compression (see J.3.1.3(4) and (5)), and may be assumed to be given with sufficient accuracy by:

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h_b - t_{fb}) \quad (J.23)$$

where:

- $M_{c,Rd}$ is the design moment resistance of the beam cross-section, reduced if necessary to allow for shear, see 5.4.5 and 5.4.7.
- h_b is the overall depth of the beam:
- t_{fb} is the thickness of the beam flange.

J.3.5.5 Column flange in bending

J.3.5.5.1 Unstiffened column flange, welded connection

(1) In a welded joint, the design tension resistance of an unstiffened column flange in bending, see figure J.23, is given by:

$$F_{t,fc,Rd} = (t_{wc} + 2s + 7kt_{fc})t_{fb}f_{y,fb}/\gamma_{MO} \text{ but } F_{t,fc,Rd} \leq 0,7b_{fb}t_{fb}f_{y,fb}/\gamma_{MO} \quad (J.24)$$

in which:

$$k = (t_{fc}/t_{fb})(f_{y,fc}/f_{y,fb}) \quad \text{but } k \leq 1$$

- for a rolled I or H section column: $s = r_c$
- for a welded I or H section column: $s = \sqrt{2} a_c$

where:

b_{fb} is the width of the beam flange.

J.3.5.5.2 Unstiffened column flange, bolted connection

(1) The design resistance and failure mode of an unstiffened column flange in bending, together with the associated bolts in tension, should be considered as similar to those of an equivalent T-stub flange, see J.3.2, for both:

- each individual bolt-row required to resist tension;
- each group of bolt-rows required to resist tension.

(2) The dimensions e_{min} and m for use in J.3.2.1 should be determined from figure J.25.

(3) The effective length of equivalent T-stub flange should be determined for the individual bolt-rows and the bolt-group in accordance with J.3.2.2 from the values given for each bolt-row in table J.6.

(4) When the maximum longitudinal compressive stress $\sigma_{com,Ed}$ in the column flange under consideration, due to the axial force and bending moment in the column, exceeds 180 N/mm^2 , the possible reduction of the design moment resistance of the column flange should be allowed for by multiplying the values of $M_{pl,2,Rd}$ in J.3.2.1(4) and of $M_{pl,1,Rd}$ in J.3.2.1(4), J.3.2.3(4) and J.3.2.4(3) and (4) by a reduction factor k_{fc} obtained as follows:

- when $\sigma_{com,Ed} \leq 180 \text{ N/mm}^2$:

$$k_{fc} = 1$$

- when $180 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{com,Ed} \leq f_{y,fc}$:

$$k_{fc} = (2f_{y,fc} - 180 - \sigma_{com,Ed}) / (2f_{y,fc} - 360) \quad \text{but } k_{fc} \leq 1 \quad (J.25)$$

in which $\sigma_{com,Ed}$ and $f_{y,fc}$ are in N/mm^2 .

NOTE: Generally the reduction factor k_{fc} is 1 and no reduction is necessary. It can therefore be omitted in preliminary calculations when the longitudinal stress is unknown and checked later.

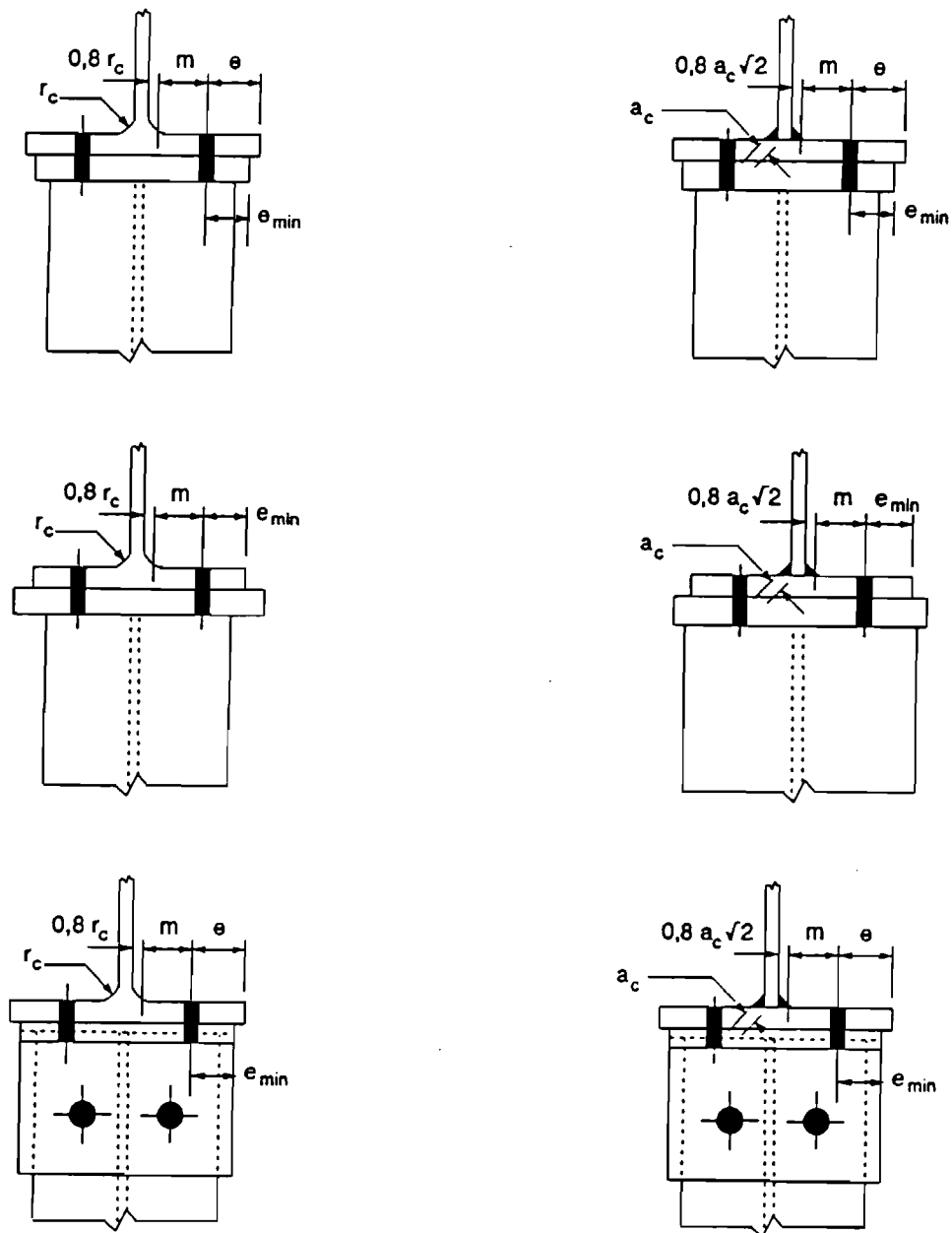


Figure J.25: Dimensions e_{min} and m for a column flange

Table J.6: Effective lengths for an unstiffened column flange (Sheet 1)

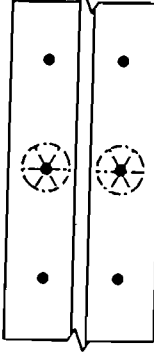
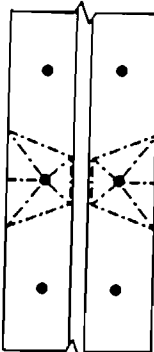
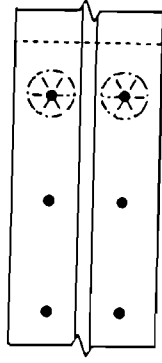
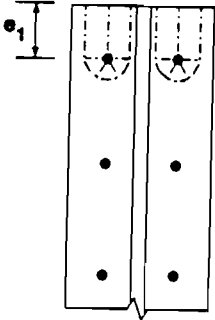
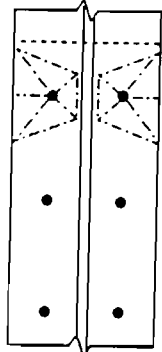
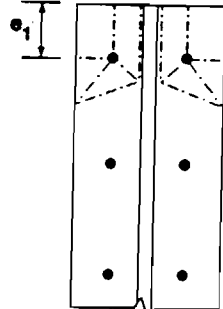
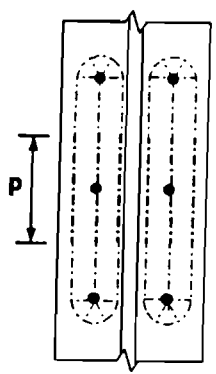
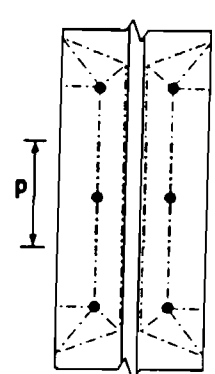
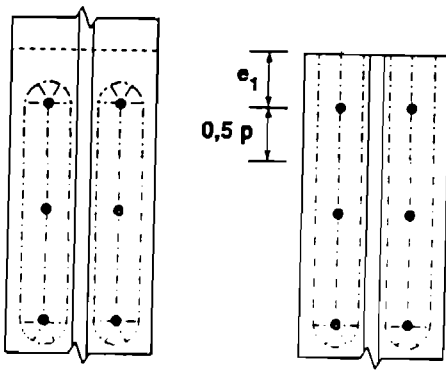
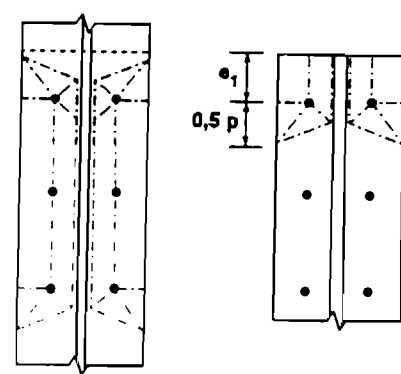
Bolt-row location	a) Bolt-row considered individually	
	Circular patterns $l_{eff,cp}$	Non-circular patterns $l_{eff,nc}$
Inner bolt-row	$2\pi m$ 	$4m + 1,25e$ 
End bolt-row	The smaller of: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$  	The smaller of: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$  
For Mode 1:	$\Sigma l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ but $\Sigma l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$	
For Mode 2:	$\Sigma l_{eff,2} = l_{eff,nc}$	

Table J.6: Effective lengths for an unstiffened column flange (Sheet 2)

Bolt-row location	b) Bolt-row considered as part of a group of bolt-rows	
	Circular patterns $l_{eff,cp}$	Non-circular patterns $l_{eff,nc}$
Inner bolt-row	$2p$ 	p 
End bolt-row	The smaller of: $\pi m + p$ $2e_1 + p$ 	The smaller of: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$ 
For Mode 1:	$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ but $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$	
For Mode 2:	$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$	

J.3.5.5.3 Stiffened column flange, joint with bolted end-plate or flange cleats

- (1) The design resistance and failure mode of a stiffened column flange in bending, together with the associated bolts in tension, should be considered as similar to those of an equivalent T-stub flange, see J.3.2. for both:
 - each individual bolt-row required to resist tension;
 - each group of bolt-rows required to resist tension.
- (2) The groups of bolt-rows each side of a stiffener should be modelled as separate equivalent T-stub flanges, see figure J.25. The design resistance and failure mode should be determined separately for each T-stub.
- (3) The dimensions e_{\min} and m for use in J.3.2 should be determined from figure J.25.
- (4) The effective lengths of equivalent T-stub flange l_{eff} should be determined in accordance with J.3.2.2 from the values given for each bolt-row in table J.7.
- (5) When the maximum longitudinal compressive stress $\sigma_{\text{com,Ed}}$ due to the axial force and bending moment in the column exceeds 180 N/mm^2 at the location of the column flange in bending, the reduction factor k_{fc} should be applied as in J.3.5.5.2.
- (6) The stiffeners should meet the requirements specified in J.3.3(2) to 1(5).

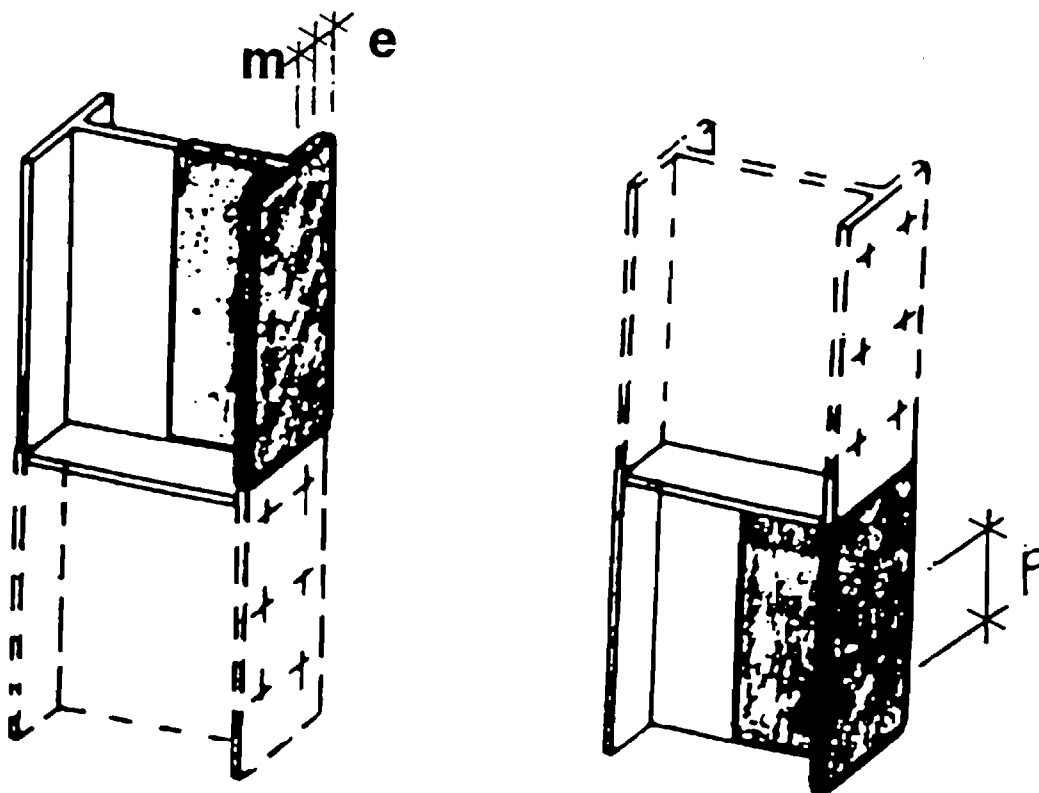


Figure J.26: Modelling a stiffened column flange as separate T-stubs

Table J.7: Effective lengths for a stiffened column flange

Bolt-row location	Bolt-row considered individually		Bolt-row considered as part of a group of bolt-rows	
	Circular patterns $l_{eff,cp}$	Non-circular patterns $l_{eff,nc}$	Circular patterns $l_{eff,cp}$	Non-circular patterns $l_{eff,nc}$
Bolt-row adjacent to a stiffener	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)$
Other inner bolt-row	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Other end bolt-row	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
For Mode 1:	$\Sigma l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ but $\Sigma l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ but $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$	
For Mode 2:	$\Sigma l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$	
α is obtained from figure J.27.				

J.3.5.6 Column web in tension

- (1) The design resistance of an unstiffened column web subject to transverse tension is given by:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\rho b_{eff} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (J.26)$$

- (2) For a welded connection, the effective width b_{eff} of column web is given by:

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + s) \quad (J.27)$$

in which:

- for a rolled I or H section column: $s = r_c$
- for a welded I or H section column: $s = \sqrt{2} a_c$

where a_c and r_c are as indicated in figure J.23.

- (3) For a bolted connection, the effective width b_{eff} of column web in tension should be taken as equal to the effective length of equivalent T-stub representing the column flange, see J.3.2.
- (4) The reduction factor ρ to allow for the possible effects of shear in the column web panel on the design resistance of the column web in tension, should be determined from table J.5, using the value of b_{eff} given in (2) or (3) as appropriate.

(5) Where an unstiffened column web is reinforced by adding a supplementary web plate conforming with J.3.4, the design tension resistance depends upon the throat thickness of the longitudinal welds connecting the supplementary web plate, see J.3.4. The effective thickness of the web $t_{w,eff}$ should be as follows:

- when the longitudinal welds are full penetration butt welds:

- with one supplementary web plate:

$$t_{w,eff} = 1,5 t_{wc} \quad (J.28)$$

- with supplementary web plates both sides:

$$t_{w,eff} = 2,0 t_{wc} \quad (J.29)$$

- when the longitudinal welds are fillet welds with a throat thickness $a = t_s / \sqrt{2}$ then for either one or two supplementary web plates:

$$t_{w,eff} = 1,4 t_{wc} \quad (J.30)$$

(6) In calculating the reduction factor ρ for the possible effects of shear stress, the shear area A_{vc} of the web may be increased only to the extent permitted when considering its shear resistance, see J.3.5.2(2).

(7) For stiffened column webs, see J.3.3.

J.3.5.7 End-plate in bending

(1) The design resistance and failure mode of an end-plate in bending, together with the associated bolts in tension, should be considered as similar to those of an equivalent T-stub flange, see J.3.2 for both:

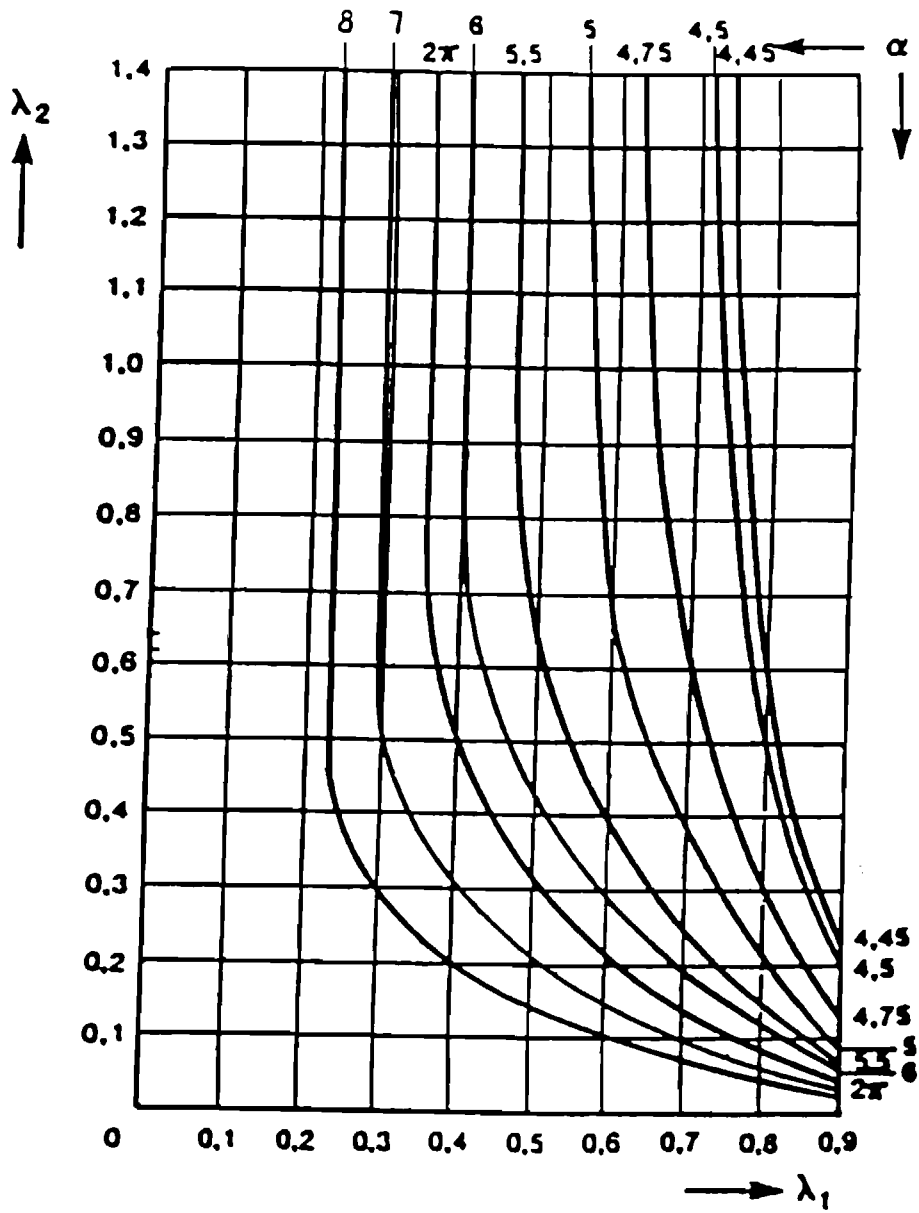
- each individual bolt-row required to resist tension;
- each group of bolt-rows required to resist tension.

(2) The groups of bolt-rows at each side of any stiffener connected to the end-plate should be treated as separate equivalent T-stubs. In extended end-plates, the bolt-row in the extended part should also be treated as a separate equivalent T-stub, see figure J.28. The design resistance and failure mode should be determined separately for each T-stub.

(3) The dimension e_{min} required for use in J.3.2 should be obtained from figure J.25 for the part of the end-plate located between the beam flanges. For the end-plate extension e_{min} should be taken as equal to e_x , see figure J.28.

(4) The effective lengths of equivalent T-stub flange l_{eff} should be determined in accordance with J.3.2.2 from the values given for each bolt-row in table J.8.

(5) The values of m and l_{eff} for use in table J.8 should be obtained from figure J.27.



$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m + e}$$

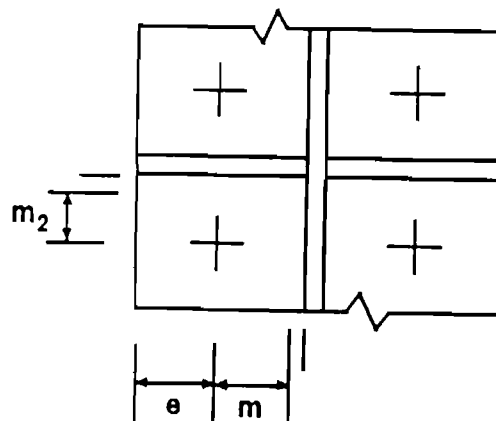
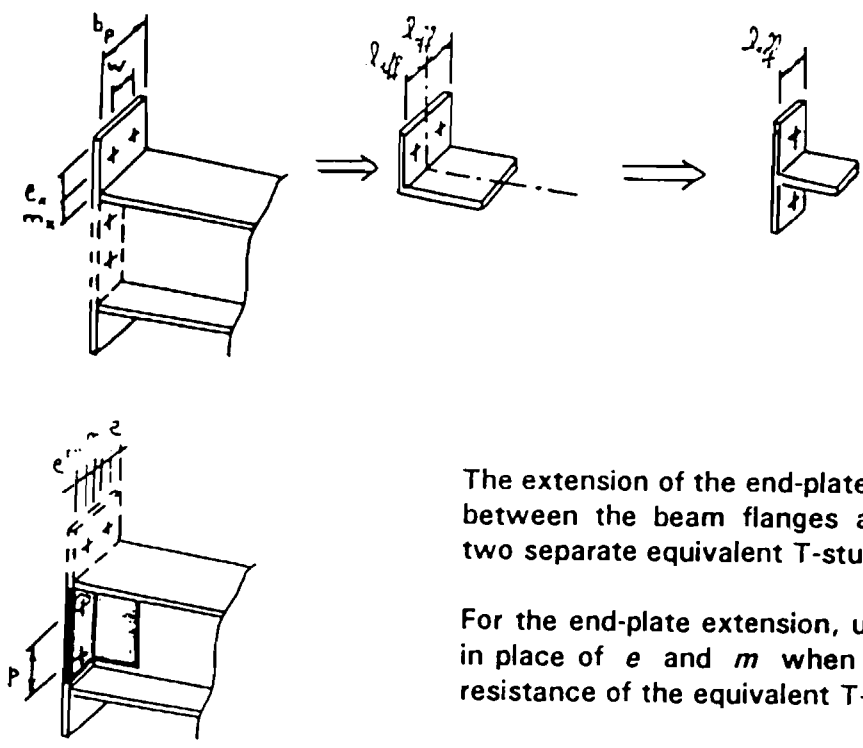


Figure J.27: Values of α for stiffened column flanges and end-plates

Table J.8: Effective lengths for an end-plate

Bolt-row location	Bolt-row considered individually		Bolt-row considered as part of a group of bolt-rows	
	Circular patterns $l_{eff,cp}$	Non-circular patterns $l_{eff,nc}$	Circular patterns $l_{eff,cp}$	Non-circular patterns $l_{eff,nc}$
Bolt-row outside tension flange of beam	Smallest of: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	Smallest of: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5 b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	-	-
First bolt-row below tension flange of beam	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0,5p + \alpha m$ $-(2m + 0,625e)$
Other inner bolt-row	$2\pi m$	$4m + 1,25 e$	$2p$	p
Other end bolt-row	$2\pi m$	$4m + 1,25 e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Mode 1:	$\Sigma l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ but $\Sigma l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ but $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$	
Mode 2:	$\Sigma l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$	

α is obtained from figure J.27.



The extension of the end-plate and the portion between the beam flanges are modelled as two separate equivalent T-stub flanges.

For the end-plate extension, use e_x and m_x in place of e and m when determining the resistance of the equivalent T-stub flange.

Figure J.28: Modelling an extended end-plate as separate T-stubs

J.3.5.8 Beam web in tension

- (1) In a bolted end-plate connection, the design tension resistance of the beam web is given by:

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M0} \quad (J.31)$$

- (2) The effective width of the beam web in tension should be taken as equal to the effective length of the equivalent T-stub representing the end-plate in bending, obtained from J.3.5.7 for an individual bolt-row or a bolt-group.

J.3.5.9 Flange cleat in bending

- (1) The design resistance and failure mode of a bolted angle flange cleat in bending, together with the associated bolts in tension, should be considered as similar to those of an equivalent T-stub flange, see J.3.2.
- (2) The effective length l_{eff} of the equivalent T-stub flange should be taken as $0,5b_a$ where b_a is the length of the cleat, see figure J.29.
- (3) The dimensions e_{min} and m for use in J.3.2 should be determined from figure J.30.

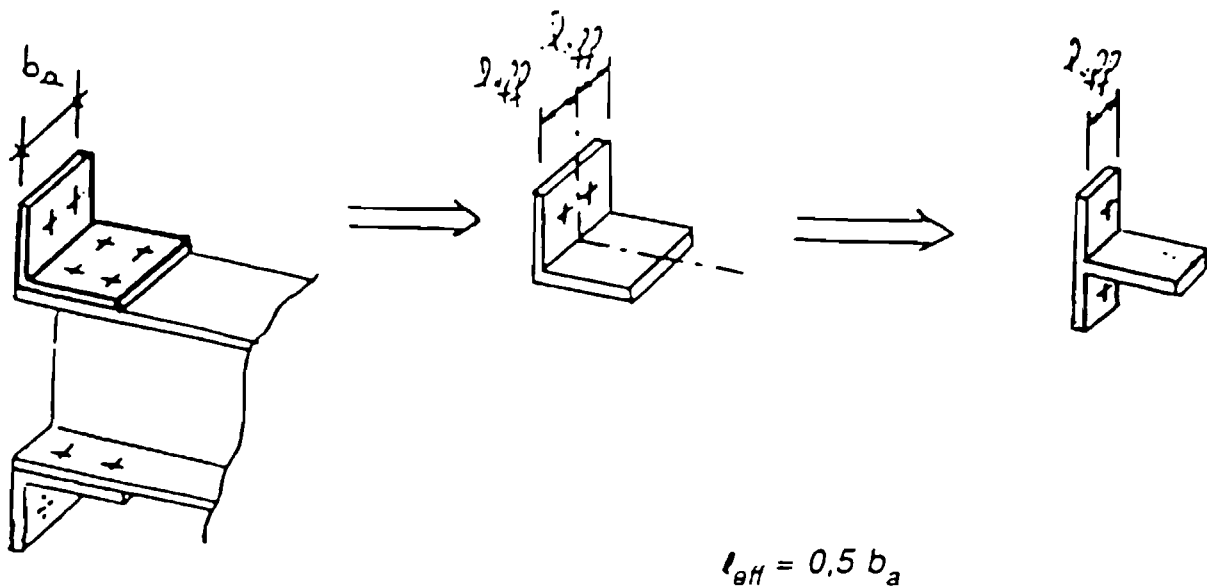
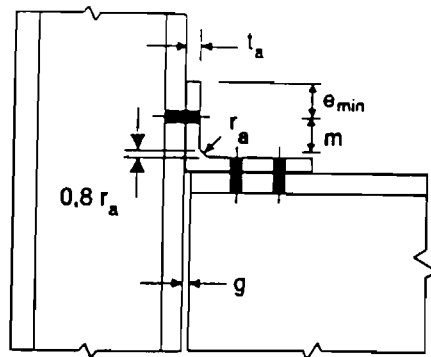
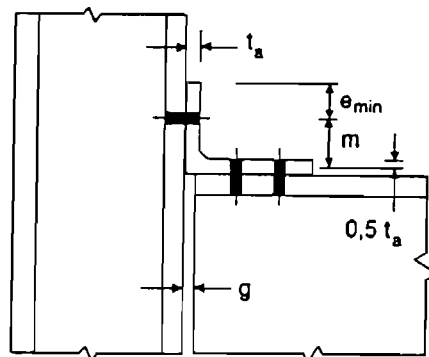


Figure J.29: Effective length of an angle flange cleat



a) Gap $g \leq 0,4 r_a$ between end of beam and face of column



b) Gap $g > 0,4 r_a$ between end of beam and face of column

Notes:

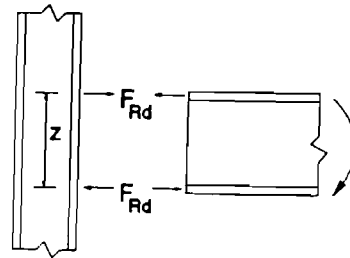
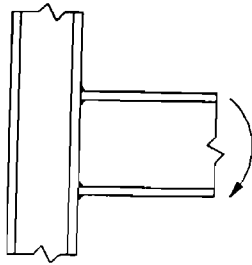
- The number of bolt-rows connecting the cleat to the column flange is limited to one;
- The number of bolt-rows connecting the cleat to the beam flange is not limited;
- The length of the cleat may be different from both the width of the beam flange and the width of the column flange.

Figure J.30: Dimensions e_{min} and m for a bolted angle cleat

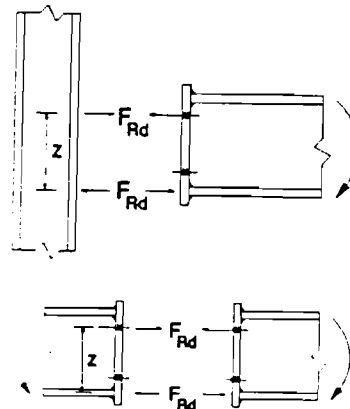
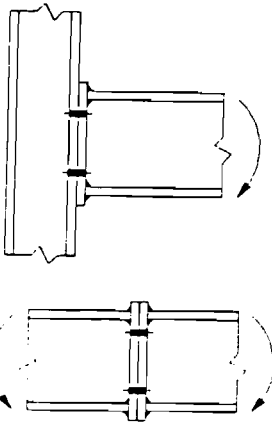
J.3.6 Design moment resistance

J.3.6.1 General

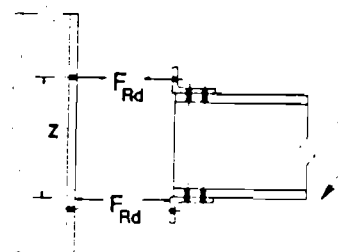
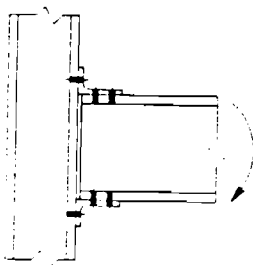
- (1) The methods given in J.3.6 for determining the design moment resistance of a joint $M_{j,Rd}$ do not take account of any co-existing axial force N_{Sd} in the connected member. They should not be used if the axial force in the connected member exceeds 10% of the plastic resistance $N_{pl,Rd}$ of its cross-section.
- (2) The design moment resistance of a welded joint should be determined as indicated in figure J.31a.
- (3) The design moment resistance of a bolted joint with a flush end-plate which has only one bolt-row in tension (or in which only one bolt-row in tension is considered, see J.3.1.3(6)) should be determined as indicated in figure J.31b.
- (4) The design moment resistance of a bolted joint with angle flange cleats should be determined as indicated in figure J.31c.



a) Welded joints



b) Flush end-plate joints with one bolt-row in tension



c) Bolted joint with angle flange cleats

Figure J.31: Force distributions for deriving the design moment resistance $M_{j,Rd}$

(5) The design moment resistance of a bolted end-plate joint with more than one row of bolts in tension should generally be determined as specified in J.3.6.2.

(6) As a conservative simplification, the design moment resistance of an extended end-plate joint with only two rows of bolts in tension may be approximated as indicated in figure J.32, provided that the total design resistance F_{Rd} does not exceed $3,8B_{t,Rd}$, where $B_{t,Rd}$ is as in J.3.2.1(5). In this case the whole tension region of the end-plate may be treated as a single basic component. Provided that the two bolt-rows are approximately equidistant either side of the beam flange, this part of the end-plate may be considered as a T-stub to determine the bolt-row force $F_{1,Rd}$. The value of $F_{2,Rd}$ may then be taken as equal to $F_{1,Rd}$, and so F_{Rd} equals $2F_{1,Rd}$.

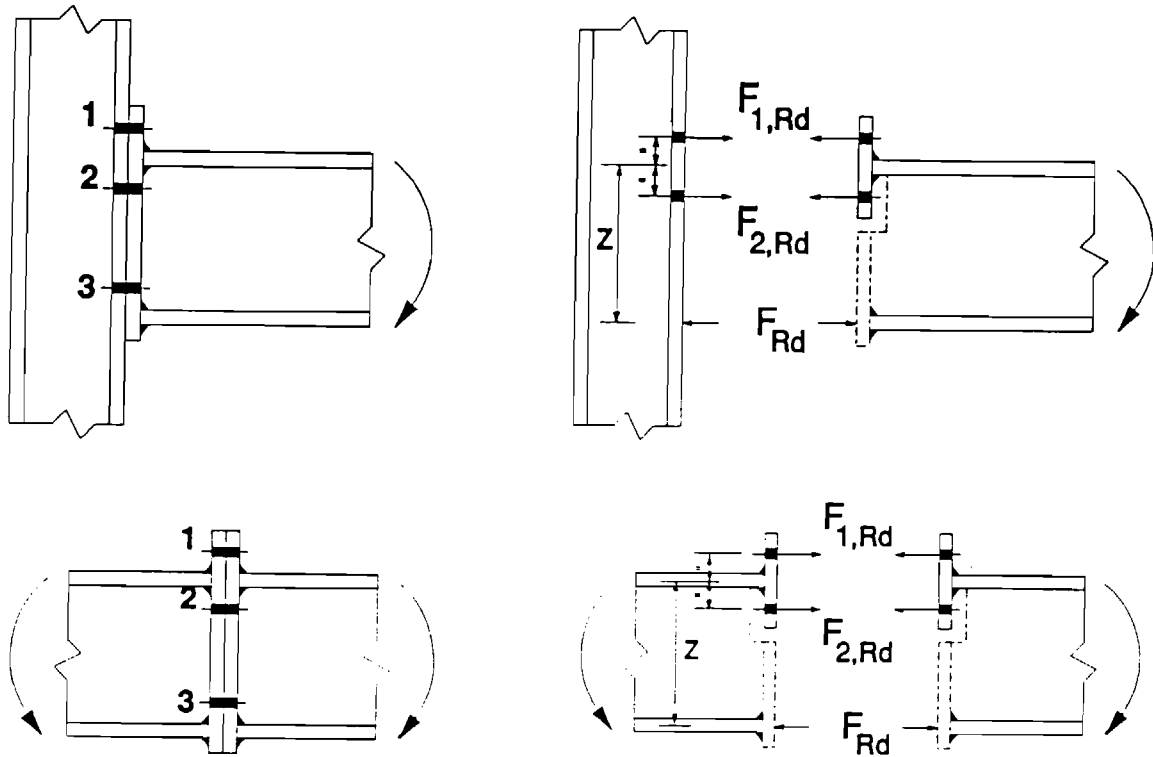


Figure J.32: Simplified models for bolted joints with extended end-plates

J.3.6.2 Beam-to-column joints with bolted end-plate connections

(1) The design moment resistance $M_{j,Rd}$ of a beam-to-column joint with a bolted end-plate connection may be determined from:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} \quad (J.32)$$

where:

- $F_{tr,Rd}$ is the effective design tension resistance of bolt row r ;
- h_r is the distance from bolt-row r to the centre of compression;
- r is the bolt row number.

(2) The effective design tension resistance $F_{tr,Rd}$ for each bolt-row should be determined in sequence, starting from bolt-row 1, the bolt-row farthest from the centre of compression, then bolt-row 2, etc.

(3) When determining the value of $F_{tr,Rd}$ for bolt row r all other bolt-rows closer to the centre of compression should be considered as omitted.

(4) The effective design tension resistance $F_{tr,Rd}$ of bolt-row r should be taken as its design tension resistance $F_{t,Rd}$ as an individual bolt-row determined from (5), reduced if necessary to satisfy the conditions specified in (6), (7) and (8).

(5) The design tension resistance $F_{t,Rd}$ of bolt-row r as an individual bolt row should be taken as the smallest value of the design tension resistance for an individual bolt-row of the following basic components:

- the column flange in bending $F_{t,fc,Rd}$ - see J.3.5.5;
- the column web in tension $F_{t,wc,Rd}$ - see J.3.5.6;
- the end-plate in bending $F_{t,ep,Rd}$ - see J.3.5.7;
- the beam web in tension $F_{t,wb,Rd}$ - see J.3.5.8.

(6) The effective design tension resistance $F_{tr,Rd}$ of bolt-row r should be reduced below the value of $F_{t,Rd}$ given by (5) if necessary to ensure that, considering all bolt-rows up to and including bolt-row r :

- the total resistance $\Sigma F_{t,Rd}$ does not exceed $V_{wp,Rd} / \beta$ - see J.3.5.2 and J.2.6.3;
- the total resistance $\Sigma F_{t,Rd}$ does not exceed the smaller of:
 - the design resistance of the column web in compression $F_{c,wc,Rd}$ - see J.3.5.3;
 - the design resistance of the beam flange in compression $F_{c,fb,Rd}$ - see J.3.5.4.

(7) The effective design tension resistance $F_{tr,Rd}$ of bolt-row r should be reduced below the value of $F_{t,Rd}$ given by (5) if necessary to ensure that the sum of the resistances taken for the bolt-rows up to and including bolt-row r that form part of the same group of bolt-rows, does not exceed the resistance of that group as a whole. This should be checked for the following basic components:

- the column flange in bending $F_{t,fc,Rd}$ - see J.3.5.5;
- the column web in tension $F_{t,wc,Rd}$ - see J.3.5.6;
- the end-plate in bending $F_{t,ep,Rd}$ - see J.3.5.7;
- the beam web in tension $F_{t,wb,Rd}$ - see J.3.5.8.

(8) If the effective design tension resistance $F_{tx,Rd}$ of one of the previous bolt rows x is greater than $1,9 B_{t,Rd}$, then the effective design tension resistance $F_{tr,Rd}$ for bolt-row r should be reduced if necessary, so that:

$$F_{tr,Rd} \leq F_{tx,Rd} h_r / h_x \quad (J.33)$$

where:

- h_x is the distance from bolt-row x to the centre of compression;
- x is the bolt-row farthest from the centre of compression that has a design tension resistance greater than $1,9 B_{t,Rd}$.

(9) The same method may be applied to a bolted beam splice with welded end-plates, see figure J.33, by omitting the items relating to the column.

(10) Figure J.34 illustrates the method given in J.3.6.2 for a single-sided beam-to-column joint.

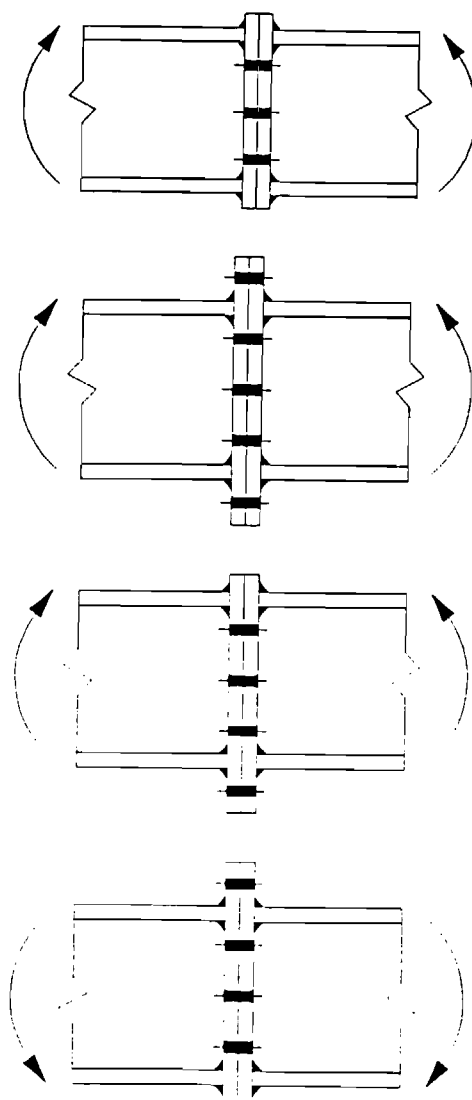
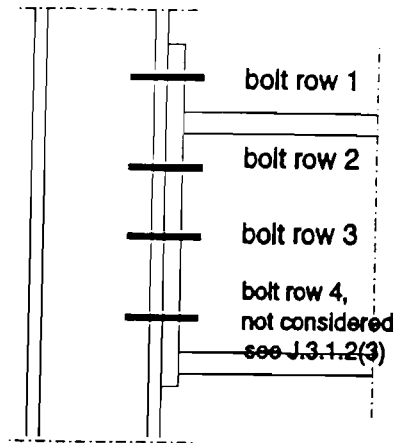
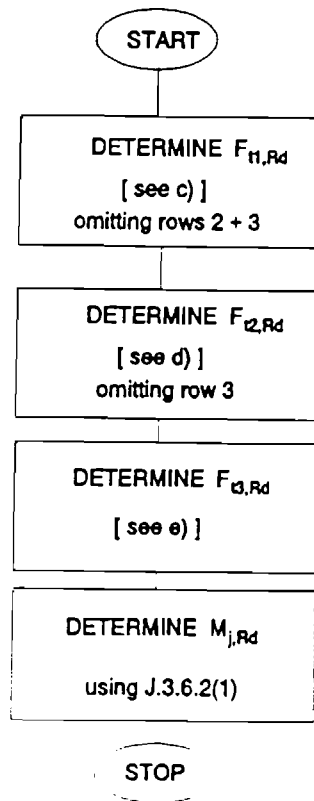


Figure J.33: Bolted beam splices with welded end-plates



a) Arrangement of joint



b) Flow chart

NOTE: If the resistance of any bolt-row exceeds $1.9 B_{t,Rd}$ consider J.3.6.2(8) also.

Figure J.34: Unstiffened end-plate joint with three bolt rows in tension

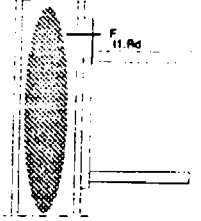
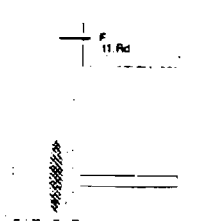
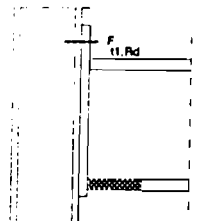
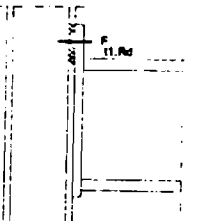
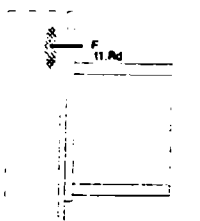
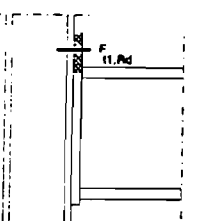
<p>Shear and compression limits, see J.3.6.2(6)</p>	 <p>Web panel in shear, see J.3.5.2</p> $F_{t1,Rd} \leq V_{wp,Rd}/\beta$	 <p>Column web in compression, see J.3.5.3</p> $F_{t1,Rd} \leq F_{c,wc,Rd}$	 <p>Beam flange + web in compression, see J.3.5.4</p> $F_{t1,Rd} \leq F_{c,fb,Rd}$
<p>Design tension resistance for bolt-row 1, see J.3.6.2(5)</p>	 <p>Column flange in bending, see J.3.5.5</p> $F_{t1,Rd} \leq F_{t1,fc,Rd}$	 <p>Column web in tension, see J.3.5.6</p> $F_{t1,Rd} \leq F_{t1,wc,Rd}$	 <p>End-plate in bending, see J.3.5.7</p> $F_{t1,Rd} \leq F_{t1,ep,Rd}$
<p>In order to satisfy J.3.6.2(4) take $F_{t1,Rd}$ as the smallest of:</p>			
$V_{wp,Rd}/\beta$	$F_{c,wc,Rd}$	$F_{fb,Rd}$	
$F_{t1,fc,Rd}$	$F_{t1,wc,Rd}$	$F_{t1,ep,Rd}$	
<p>c) Determination of force $F_{t1,Rd}$ in bolt-row 1, omitting bolt rows 2 and 3</p>			

Figure J.34 [sheet 2]

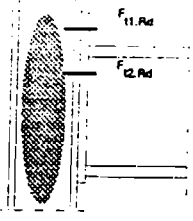
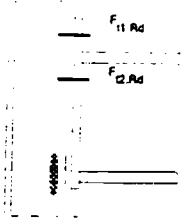
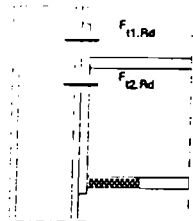
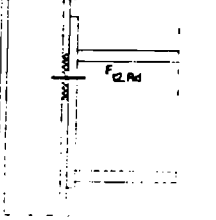
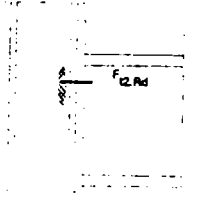
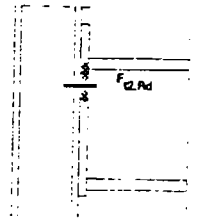
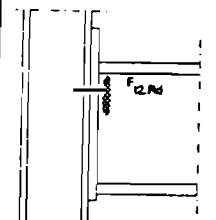
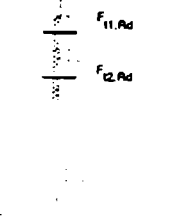
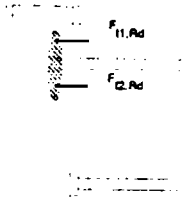
<p>Shear and compression limits, see J.3.6.2(6)</p>	 <p>Web panel in shear, see J.3.5.2</p> $F_{11,Rd} + F_{12,Rd} \leq V_{wp,Rd}/\beta$	 <p>Column web in compression, see J.3.5.3</p> $F_{11,Rd} + F_{12,Rd} \leq F_{c,wc,Rd}$	 <p>Beam flange + web in compression, see J.3.5.4</p> $F_{11,Rd} + F_{12,Rd} \leq F_{c,fb,Rd}$	
<p>Design tension resistance for bolt-row 2, see J.3.6.2(5)</p>	 <p>Column flange in bending, see J.3.5.5</p> $F_{12,Rd} \leq F_{12,fc,Rd}$	 <p>Column web in tension, see J.3.5.6</p> $F_{12,Rd} \leq F_{12,wc,Rd}$	 <p>End-plate in bending, see J.3.5.7</p> $F_{12,Rd} \leq F_{12,ep,Rd}$	 <p>Beam web in tension, see J.3.5.8</p> $F_{12,Rd} \leq F_{12,wb,Rd}$
<p>Design tension resistance for bolt-rows (1 + 2) together see J.3.6.2(8)</p>	 <p>Column flange in bending, see J.3.5.5</p> $F_{11,Rd} + F_{12,Rd} \leq F_{1(1+2),fc,Rd}$		 <p>Column web in tension, see J.3.5.6</p> $F_{11,Rd} + F_{12,Rd} \leq F_{1(1+2),wc,Rd}$	
<p>In order to satisfy J.3.6.2(4) take $F_{12,Rd}$ as the smallest of:</p> $V_{wp,Rd}/\beta - F_{11,Rd} \quad F_{c,wc,Rd} - F_{11,Rd} \quad F_{c,fb,Rd} - F_{11,Rd}$ $F_{12,fc,Rd} \quad F_{12,wc,Rd} \quad F_{12,ep,Rd} \quad F_{12,wb,Rd}$ $F_{1(1+2),fc,Rd} - F_{11,Rd} \quad F_{1(1+2),wc,Rd} - F_{11,Rd}$				
<p>d) Determination of force $F_{12,Rd}$ in bolt-row 2, omitting bolt row 3</p>				

Figure J.34 [sheet 3]

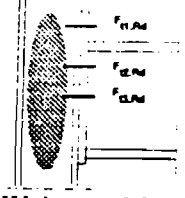
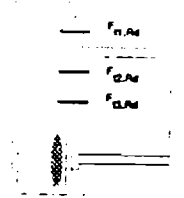
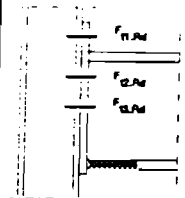
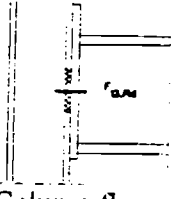
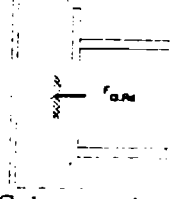
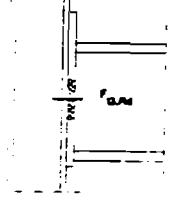
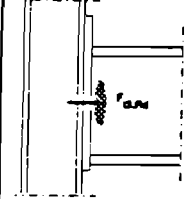
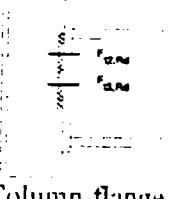
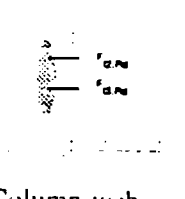
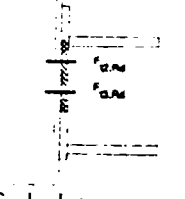
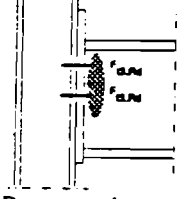
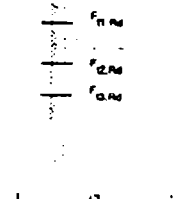
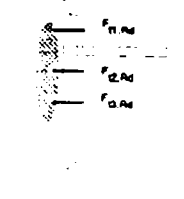
<p>Shear and compression limits, see J.3.6.2(6)</p>	 <p>Web panel in shear, see J.3.5.2 $F_{11,Rd} + F_{12,Rd} + F_{13,Rd} \leq V_{wp,Rd}/\beta$</p>	 <p>Column web in compression, see J.3.5.3 $F_{11,Rd} + F_{12,Rd} + F_{13,Rd} \leq F_{c,wc,Rd}$</p>	 <p>Beam flange + web in compression, see J.3.5.4 $F_{11,Rd} + F_{12,Rd} + F_{13,Rd} \leq F_{c,fb,Rd}$</p>	
<p>Design tension resistance for bolt-row 3, see J.3.6.2(5)</p>	 <p>Column flange in bending, see J.3.5.5 $F_{12,Rd} \leq F_{12,fc,Rd}$</p>	 <p>Column web in tension, see J.3.5.6 $F_{13,Rd} \leq F_{13,wc,Rd}$</p>	 <p>End-plate in bending, see J.3.5.7 $F_{13,Rd} \leq F_{13,ep,Rd}$</p>	 <p>Beam web in tension, see J.3.5.8 $F_{13,Rd} \leq F_{13,wb,Rd}$</p>
<p>Design tension resistance for bolt-rows (2 + 3) together see J.3.6.2(8)</p>	 <p>Column flange in bending, see J.3.5.5 $F_{12,Rd} + F_{13,Rd} \leq F_{1(2+3),fc,Rd}$</p>	 <p>Column web in tension, see J.3.5.6 $F_{12,Rd} + F_{13,Rd} \leq F_{1(2+3),wc,Rd}$</p>	 <p>End-plate in bending, see J.3.5.7 $F_{12,Rd} + F_{13,Rd} \leq F_{1(2+3),ep,Rd}$</p>	 <p>Beam web in tension, see J.3.5.8 $F_{12,Rd} + F_{13,Rd} \leq F_{1(2+3),wb,Rd}$</p>
<p>Design tension resistance for bolt-rows (1 + 2 + 3) together see J.3.6.2(8)</p>	 <p>Column flange in bending, see J.3.5.5 $F_{11,Rd} + F_{12,Rd} + F_{13,Rd} \leq F_{1(1+2+3),fc,Rd}$</p>		 <p>Column web in tension, see J.3.5.6 $F_{11,Rd} + F_{12,Rd} + F_{13,Rd} \leq F_{1(1+2+3),wc,Rd}$</p>	
<p>In order to satisfy J.3.6.2(4) take $F_{13,Rd}$ as the smallest of:</p> $V_{wp,Rd}/\beta - F_{11,Rd} - F_{12,Rd} \quad F_{c,wc,Rd} - F_{11,Rd} - F_{12,Rd} \quad F_{c,fb,Rd} - F_{11,Rd} - F_{12,Rd}$ $F_{13,fc,Rd} \quad F_{13,wc,Rd} \quad F_{13,ep,Rd} \quad F_{13,wb,Rd}$ $F_{1(2+3),fc,Rd} - F_{12,Rd} \quad F_{1(2+3),wc,Rd} - F_{12,Rd} \quad F_{1(2+3),ep,Rd} - F_{12,Rd} \quad F_{1(2+3),wb,Rd} - F_{12,Rd}$ $F_{1(1+2+3),fc,Rd} - F_{11,Rd} - F_{12,Rd} \quad F_{1(1+2+3),wc,Rd} - F_{11,Rd} - F_{12,Rd}$				
<p>e) Determination of force $F_{13,Rd}$ in bolt-row 3</p>				

Figure J.34 [sheet 4]

J.4 Rotational stiffness

J.4.1 Basic model

- (1) The rotational stiffness of a joint may be determined from the flexibility of its basic components.
- (2) In a bolted connection with more than one bolt-row in tension, as a simplification the contribution of any bolt-row may be neglected, provided that the contributions of all other bolt-rows closer to the centre of compression are also neglected. The number of bolt-rows retained need not necessarily be the same as for the determination of the design moment resistance.
- (3) Provided that the axial force N_{Sd} in the connected member does not exceed 10% of the plastic resistance $N_{pI,Rd}$ of its cross-section, the rotational stiffness S_j of a joint, for a moment $M_{j,Sd}$ less than the design moment resistance $M_{j,Sd}$ of the joint, may be obtained with sufficient accuracy from:

$$S_j = \frac{E z^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (\text{J.34})$$

where:

- k_i is the stiffness coefficient representing basic joint component i ;
- z is the lever arm, see J.4.3;
- μ is the stiffness ratio $S_{j,ini} / S_j$;
- $S_{j,ini}$ is the value of S_j when the moment $M_{j,Sd}$ is zero.

- (4) The stiffness ratio μ should be determined from:

$$\mu = \left[\frac{1,5 M_{j,Sd}}{M_{j,Rd}} \right]^\psi \quad \text{but } \mu \geq 1 \quad (\text{J.35})$$

in which the coefficient ψ is obtained from table J.9.

Table J.9: Value of the coefficient ψ

Type of connection:	ψ
Welded	2,7
Bolted end-plate	2,7
Bolted angle flange cleats	3,1

- (5) Generally the stiffness coefficients k_i for the basic joint components may be obtained from J.4.4.
- (6) For bolted end-plate connections with more than one row of bolts in tension, the stiffness coefficients k_i for the related basic components should be combined, see J.4.2.
- (7) The stiffness coefficients k_i for the basic components to be taken into account in stiffness calculations are listed in table J.10 for joint configurations with welded connections or bolted angle flange cleat connections and in table J.11 for bolted end-plate connections.

Table J.10: Joints with welded connections or bolted angle flange cleat connections

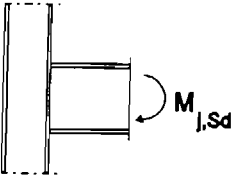
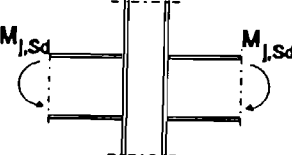
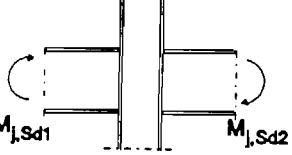
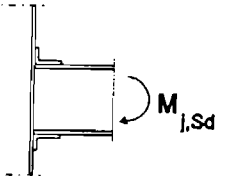
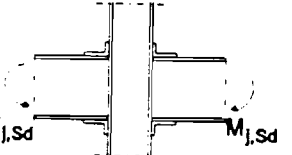
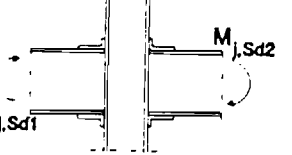
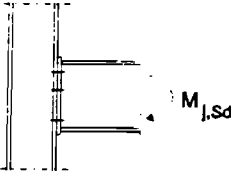
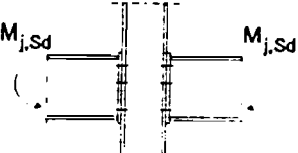

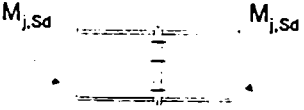
Beam-to-column joint with welded connections	Stiffness coefficients k_i to be taken into account
 <p>Single-sided</p>	$k_1; k_2; k_4$
 <p>Double-sided - Moments equal and opposite</p>	$k_2; k_4$
 <p>Double-sided - Moments unequal</p>	$k_1; k_2; k_4$
Beam-to-column joint with bolted angle flange cleat connections	Stiffness coefficients k_i to be taken into account
 <p>Single-sided</p>	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_6; k_7; k_8^*); k_9^{**})$
 <p>Double-sided - Moments equal and opposite</p>	$k_2; k_3; k_4; k_6; k_7; k_8^*); k_9^{**})$
 <p>Double-sided - Moments unequal</p>	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_6; k_7; k_8^*); k_9^{**})$
<p>*) Two k_8 coefficients, one for each flange; **) Four k_9 coefficients, one for each flange and one for each cleat.</p>	

Table J.11: Joints with bolted end-plate connections

Beam-to-column joint with bolted end-plate connections	Number of bolt-rows in tension	Stiffness coefficients k_i to be taken into account
 <p>Single-sided</p>	One	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_5; k_7$
	Two or more	$k_1; k_2; k_{eq}$
 <p>Double sided - Moments equal and opposite</p>	One	$k_2; k_3; k_4; k_5; k_7$
	Two or more	$k_2; k_{eq}$
 <p>Double sided - Moments unequal</p>	One	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_5; k_7$
	Two or more	$k_1; k_2; k_{eq}$
<p>Beam splice with bolted end-plates</p>	Number of bolt-rows in tension	Stiffness coefficients k_i to be taken into account
	One	$k_5 \text{ [left]}; k_5 \text{ [right]}; k_7$
	Two or more	k_{eq}

J.4.2 End-plate connections with more than one bolt row in tension

J.4.2.1 Simplified method for extended end-plates with two bolt rows in tension

(1) For extended end-plate connections with two bolt rows in tension, (one in the extended part of the end-plate and one between the flanges of the beam, see figure J.31(c)), a set of modified values may be used for the stiffness coefficients of the related basic components to allow for the combined contribution of both bolt rows. Each of these modified values should be taken as double the corresponding value for a single bolt row in the extended part of the end-plate.

NOTE: This approximation leads to a slightly lower estimate of the stiffness.

(2) In the case of a beam-to-column joint, the relevant stiffness coefficients are k_3 , k_4 , k_5 and k_7 .

(3) In the case of a beam splice with bolted end-plates, the relevant stiffness coefficients are k_5 [left], k_5 [right] and k_7 .

J.4.2.2 General method

(1) For end-plate connections with more than one bolt row in tension, the basic components related to all of these bolt rows should be represented by a single equivalent stiffness coefficient k_{eq} determined from:

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z} \quad (J.36)$$

where:

h_r is the distance between bolt row r and the centre of compression;

$k_{eff,r}$ is the effective stiffness coefficient for bolt row r taking into account the stiffness coefficients k_i for the basic components listed in (3) or (4) as appropriate;

z is the lever arm, see 4.3.

(2) The effective stiffness coefficient $k_{eff,r}$ for bolt row r should be determined from:

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{ir}}} \quad (J.37)$$

where:

k_{ir} is the stiffness coefficient representing component i relative to bolt row r .

(3) In the case of a beam-to-column joint with an end-plate connection, k_{eq} should be based upon (and replace) the stiffness coefficients k_i for:

- the column flange in bending (k_3);
- the column web in tension (k_4);
- the end-plate in bending (k_5);
- the bolts in tension (k_7).

(4) In the case of a beam splice with bolted end-plates, k_{eq} should be based upon (and replace) the stiffness coefficients k_i for:

- the end-plates (k_5);
- the bolts in tension (k_7).

(5) The stiffness coefficients k_i for the basic components which should be taken into account in the stiffness calculation for joint configurations with bolted end-plate connections are listed in table J.12.

J.4.3 Lever arm

(1) For welded connections the lever arm z should be taken as $(h - t_f)$, where h is the depth of the connected beam and t_f is its flange thickness, see figure J.35(a).

(2) For bolted connections with angle flange cleats, the lever arm z should be taken as the distance from the centre of compression to the bolt row in tension, see figure J.35(b).

(3) For bolted connections with end-plates with only one bolt row in tension, the lever arm z should be taken as the distance from the centre of compression to the bolt row in tension, see figure J.35(c).

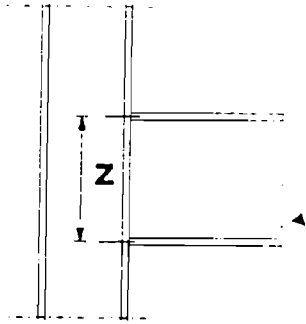
(4) When using the general method for bolted connections with extended end-plates given in J.4.2.2, the lever arm z should be determined from:

$$z = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} \quad (J.38)$$

where:

h_r is the distance between bolt row r and the centre of compression.

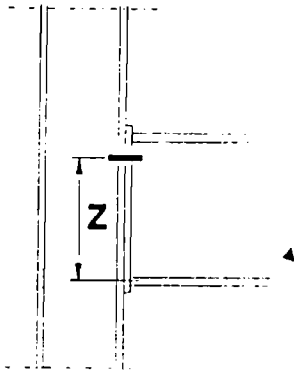
(5) When using the simplified method for bolted connections with extended end-plates with two bolt-rows in tension given in J.4.2.1, the lever arm may be obtained by taking z as equal to the distance from the centre of compression to a point midway between the two bolt rows in tension, see figure J.35(d).



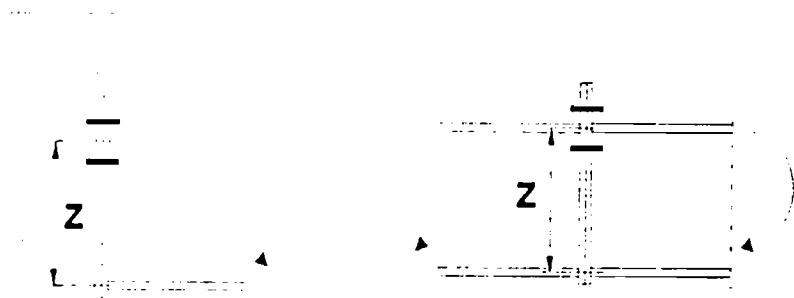
a) Welded connection



b) Bolted connection with angle flange cleats



c) Bolted end-plate connection
with only one bolt-row in tension



d) Simplified method

Figure J.35: Lever arm z

J.4.4 Stiffness coefficients for basic components

(1) The stiffness coefficients k_i representing the basic joint components are of general application. They should be determined as follows:

a) Unstiffened column web panel in shear:

For a single-sided joint, or a double-sided joint in which the beam depths are similar:

$$k_1 = \frac{0,38 A_{vc}}{\beta z} \quad (J.39)$$

where:

A_{vc} is the shear area of the column, see 5.4.6;

z is the lever arm from J.4.3;

β is the transformation parameter from J.2.6.3.

b) Unstiffened column web in compression:

$$k_2 = \frac{0,7 b_{eff} t_{wc}}{d_c} \quad (J.40)$$

where:

b_{eff} is the effective breadth of the column web in compression from J.3.5.3.

d_c is the clear depth of the column web.

c) Column flange, single bolt row in tension:

$$k_3 = \frac{0,85 \ell_{eff} t_{fc}^3}{m^3} \quad (J.41)$$

where:

ℓ_{eff} is the smallest of the effective lengths (individually or as part of a bolt group) given for this bolt row in table J.6 (for an unstiffened column flange) or table J.7 (for a stiffened column flange);

m is as defined in figure J.25.

d) Column web in tension, for a stiffened or unstiffened bolted connection with a single bolt row in tension or an unstiffened welded connection:

$$k_4 = \frac{0,7 b_{\text{eff}} t_{\text{wc}}}{d_c} \quad (\text{J.42})$$

where:

b_{eff} is the effective breadth of the column web in tension from J.3.5.4. For a joint with a single bolt-row in tension, b_{eff} should be taken as equal to the smallest of the effective lengths ℓ_{eff} (individually or as part of a group of bolt-rows) given for this bolt-row in table J.6 (for an unstiffened column flange) or table J.7 (for a stiffened column flange).

e) End-plate, single bolt-row in tension:

$$k_5 = \frac{0,85 \ell_{\text{eff}} t_p^3}{m^3} \quad (\text{J.43})$$

where:

ℓ_{eff} is the smallest of the effective lengths (individually or as part of a group of bolt-rows) given for this bolt-row in table J.8;

m is as defined in J.3.5.8.

f) Flange cleat in bending:

$$k_6 = \frac{0,85 \ell_{\text{eff}} t_a^3}{m^3} \quad (\text{J.44})$$

where:

ℓ_{eff} is the effective length of the flange cleat from figure J.29;

m is as defined in figure J.30;

t_a is the thickness of the angle cleat.

g) Bolts, single bolt row in tension:

$$k_7 = 1,6 A_s / L_b \quad (\text{J.45})$$

where:

A_s is the tensile stress area of the bolt;

L_b is the elongation length of the bolt, which may be taken as equal to the grip length (total thickness of material and washers), plus half the sum of the height of the bolt head and the height of the nut.

h) Non-preloaded bolts in shear:

$$k_8 = \frac{16 n_b d^2 f_{ub}}{E d_{M16}} \quad (J.46)$$

where:

- d is the nominal diameter of the bolts;
- d_{M16} is the nominal diameter of an M16 bolt;
- f_{ub} is the ultimate tensile strength of the bolts;
- n_b is the number of bolt rows.

For preloaded bolts k_8 need not be taken into account, provided that they have not slipped into bearing.

i) Non-preloaded bolts in bearing, for each component j on which they bear:

$$k_9 = \frac{24 n_b k_b k_t d f_u}{E} \quad (J.47)$$

in which:

- k_b is the smaller of k_{b1} and k_{b2}
- $k_{b1} = 0,25 e_b / d + 0,5$ but $k_{b1} \leq 1,25$
- $k_{b2} = 0,25 p_b / d + 0,375$ but $k_{b2} \leq 1,25$
- $k_t = 1,5 t_j / d_{M16}$ but $k_t \leq 2,5$

where:

- e_b is the distance from the bolt-row to the free edge of the plate in the direction of load transfer;
- f_u is the ultimate tensile strength of the steel on which the bolt bears;
- p_b is the spacing of the bolt-rows in the direction of load transfer;
- t_j is the thickness of that component.

For preloaded bolts k_9 need not be taken into account, provided that they have not slipped into bearing.

(2) For a column web stiffened for shear or compression and a column web in a welded joint stiffened for tension, the relevant stiffness coefficient k_i may be taken as infinity.

(3) The following basic joint components need not be taken into account when calculating the rotational stiffness S_j :

- beam flange and web in compression;
- beam web in tension;
- plate in tension or compression.

(4) When a supplementary web plate is used to increase the stiffness of the basic joint components in (1):

- the shear area of the column may be increased, see J.3.5.2(2);
- the effective thickness of the column web in compression may be increased, see J.3.5.3(8);
- the effective thickness of the column web in tension may be increased, see J.3.5.4(6).

(5) Backing plates should be assumed not to affect the rotational stiffness of the joint.

J.5 Rotation capacity

- (1) When plastic global analysis is used, partial-strength joints are required to have sufficient rotation capacity, see 6.4.3.3. Some full-strength joints also require sufficient rotation capacity, see 6.4.3.2.
- (2) The provisions given in (3) to (6) may be used for joints where the axial force N_{Sd} in the connected member does not exceed 10% of the plastic resistance $N_{pl,Rd}$ of its cross-section.
- (3) A beam-to-column joint in which the design moment resistance of the joint $M_{j,Rd}$ is governed by the design resistance of the column web panel in shear may be assumed to have adequate rotation capacity for plastic global analysis.
- (4) In a welded beam-to-column joint in which the column web is stiffened in compression but unstiffened in tension, if the design moment resistance is not governed by the design shear resistance of the column web, see (3), the design rotation capacity ϕ_{Cd} may be assumed to be at least $0,025 h_c/h_b$,

where:

- h_b is the depth of the beam;
 h_c is the depth of the column.

- (5) An unstiffened welded beam-to-column joint designed in conformity with the provisions of this annex, may be assumed to have a design rotation capacity ϕ_{Cd} of at least 0,015 radians.
- (6) A joint with a bolted connection with end-plates or angle flange cleats may be assumed to have sufficient rotation capacity for plastic analysis if both the following conditions are satisfied:
- a) the design moment resistance of the joint is governed by the resistance of either:
- the column flange;
 - the beam end-plate or tension flange cleat.
- b) the thickness t of either the column flange or the beam end-plate or tension flange cleat (not necessarily the same component as in (a)) satisfies:

$$t \leq 0,36 d \sqrt{f_{ub}/f_y} \quad (J.48)$$

where:

- d is the nominal diameter of the bolts;
 f_{ub} is the ultimate tensile strength of the bolts;
 f_y is the yield strength of the relevant basic component.

Anlage 2

Hintergrundbericht zum
Eurocode 3 : Teil 1.1
Anhang J (revidierte Fassung)
Anschlüsse in Rahmen im Hochbau

Das neue Steifigkeitsmodell im Anhang J des EC 3

Verfasser: K. Weynand (RWTH Aachen)
J.P. Jaspart (MSM Liège)
M. Steenhuis (TNO Delft)

Der Hintergrundbericht wurde vorgestellt und diskutiert beim:

3rd International Workshop on Connections in Steel Structures
AISC, EKS, University of Trento
Trento, 28.-31. Mai 1995

The Stiffness Model of revised Annex J of Eurocode 3

Klaus Weynand¹

Jean-Pierre Jaspart²

Martin Steenhuis³

Abstract

In 1994 a revised draft of Annex J of Eurocode 3 entitled 'joints in building frames' was approved by CEN. For this Annex a new model for the determination of the rotational stiffness was developed. This paper provides backgrounds to this new stiffness model and shows comparisons with test results.

1. INTRODUCTION

A major technical improvement in the revised Annex J of Eurocode 3 [1] (hereafter: Annex J) is the new model for the determination of the rotational response of joints. The objective of this paper is to provide backgrounds to this model. These are given in the first part of this paper. In the second part comparisons are made with test results.

In general, the moment rotation characteristic ($M-\phi$ curve) of joints is non-linear. Although Annex J can be used to determine a simplified linear, bi-linear or multi-linear $M-\phi$ curve, this paper will focus on its potential to predict a full non-linear curve. This is to enable a direct comparison between model and test results.

The test results are taken from the databank SERICON [2]. This databank forms a collection of $M-\phi$ data from different laboratories all over Europe. The databank contains results for different types of joints (e.g. welded joints, joints with extended end

¹ Dipl.-Ing., Research Assistant, Institute of Steel Construction, RWTH Aachen, 52056 Aachen, Germany

² Dr. Ir., Research Associate, MSM Department, University of Liège, 4000 Liège, Belgium

³ Ir., Research Assistant, Department of Structural Engineering, TNO Building and Construction Research, 2600 AA Delft, The Netherlands

plates, joints with flush end plates and cleated joints) and for different joint configurations (e.g. single sided, double sided).

Key differences between the model in the new Annex J and the old Annex J [3] are the following:

- 1) In the old Annex the calculated deformations of the components were those corresponding to the design resistance of these components (see chapter 3 for the definition of the word "component"). The elastic deformations were calculated back from these deformations by dividing with a factor 2,25. In the new Annex, the elastic deformations are calculated directly.
- 2) Unlike in the old Annex, these elastic deformations are now only dependent on the lay-out of the joint and the Young modulus and not any more on strength properties or safety factors.
- 3) The calculation of the full non-linear curve in the new Annex is simplified compared to the old one.
- 4) In the old Annex, the stiffness prediction of a stiffened end plated joint could be below the prediction of an unstiffened one. This problem is now resolved.

2. THE GENERAL MODEL

Provided that the non-linear $M-\phi$ curve of the new Annex J is not limited by the rotational capacity (ϕ_{Cd}), this curve consists of 3 parts, see figure 1. Up to a level of $2/3$ of the design moment resistance ($M_{j,Rd}$), the curve is assumed to be linear elastic. The corresponding stiffness is the so-called initial stiffness $S_{j,ini}$. Between $2/3 \cdot M_{j,Rd}$ and $M_{j,Rd}$, the curve is non-linear. After the moment in the joint reaches $M_{j,Rd}$, a yield plateau could appear. The end of this $M-\phi$ curve indicates the rotational capacity (ϕ_{Cd}) of the joint. Since the determination of $M_{j,Rd}$ and the rotational capacity in the new Annex J is not significantly different from the old Annex J and backgrounds are well documented [4, 5], this paper will not focus on these aspects.

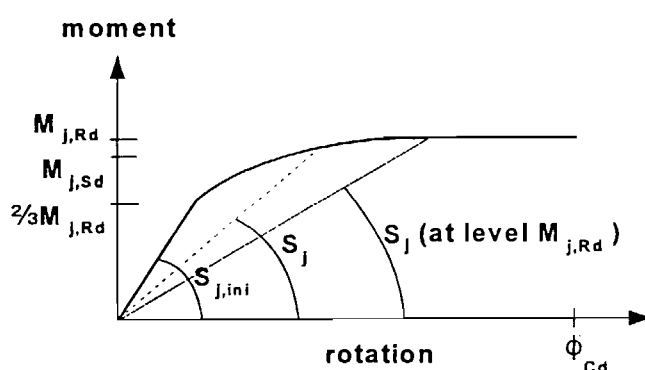


Figure 1: Non-linear $M-\phi$ curve according to Annex J.

The model assumes a fixed ratio between the initial stiffness $S_{j,ini}$ and the secant stiffness at the intersection between the non-linear part and the yield plateau (S_j at level $M_{j,Rd}$). For end plated and welded joints, this ratio is equal to 3. For flange cleated joints, this ratio is 3,5, see figure 1. These values are simplified values and result from numerous parameter studies and test observations [5].

The shape of the non-linear part for $M_{j,Sd}$ between $2/3 \cdot M_{j,Rd}$ and $M_{j,Rd}$ can be found with the following interpolation formula:

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\left(\frac{1,5 M_{j,Sd}}{M_{j,Rd}} \right)^\psi} \quad (1)$$

where $\psi = 2,7$ for end plated and welded joints and $3,1$ for flange cleated joints.

In this interpolation formula, the value of S_j is dependent on $M_{j,Sd}$.

3. DETERMINATION OF THE INITIAL STIFFNESS $S_{j,ini}$

The Annex J stiffness model utilizes the so called "component method". The essence of this method is that the rotational response of the joint is determined based on the mechanical properties of the different components in the joint. The advantage of this method is that an engineer is able to calculate the mechanical properties of any joint by decomposing the joint into relevant components. Annex J gives direct guidance for end plated, welded and flange cleated joints for this decomposition. Table 1 shows an overview of components to be taken into account when calculating the initial stiffness for these types of joints.

Table 1: Overview of components for different joints

Component	Number	End plated	Welded	Flange cleated
Column web panel in shear	1	x	x	x
Column web in compression	2	x	x	x
Column flange in bending	3	x		x
Column web in tension	4	x	x	x
end plate in bending	5	x		
flange cleat in bending	6			x
bolts in tension	7	x		x
bolts in shear	8			x
bolts in bearing	9			x

In the model it is assumed that the deformations of the following components: a) beam flange and web in compression, b) beam web in tension and c) plate in tension or compression are included in the deformations of the beam in bending. Consequently they are not assumed to contribute to the flexibility of the joint.

The initial stiffness $S_{j,ini}$ is derived from the elastic stiffnesses of the components. The elastic behaviour of each component is represented by a spring. The force-deformation

relationship of this spring is given by:

$$F_i = k_i \cdot E \cdot \Delta_i \quad (2)$$

where F_i = the force in the spring i ,
 k_i = the stiffness coefficient of the component i ,
 E = the Young modulus and
 Δ_i = the spring deformation i .

Chapter 4 gives backgrounds of the formulae to determine k_i .

The spring components in a joint are combined into a spring model. Figure 2 shows for example the spring model for an unstiffened welded beam-to-column joint.

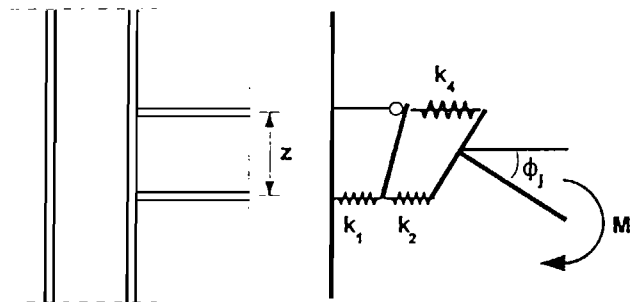


Figure 2: Spring model for an unstiffened welded joint.

The force in each spring is equal to F . The moment M_j acting in the spring model is equal to $F \cdot z$, where z is distance between the centre of tension (for welded joints located in the centre of the upper beam flange) and the centre of compression (for welded joints located in the centre of the lower beam flange). The rotation ϕ_j in the joint is equal to $(\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_4) / z$. In other words:

$$S_{j,ini} = \frac{M_j}{\phi_j} = \frac{Fz}{\frac{\Sigma \Delta_i}{z}} = \frac{Fz^2}{E \Sigma \frac{1}{k_i}} = \frac{Ez^2}{\Sigma \frac{1}{k_i}} \quad (3)$$

For an end plated joint with only one bolt row in tension and for a flange cleated joint the same formula yields. However, components to be taken into account are different, see table 1.

Figure 3a shows the spring model adopted for end plated joints with two or more bolt rows in tension. It is assumed that the bolt row deformations for all rows are proportional to the distance to the point of compression, but that the elastic forces in each row are dependent on the stiffness of the components. Figure 3b shows how the deformations per bolt row of components 3, 4, 5 and 7 are added to an effective spring per bolt row, with an effective stiffness coefficient $k_{eff,r}$ (r is the index of the row number). In figure 3c is indicated how these effective springs per bolt row are replaced by an equivalent spring acting at a lever arm z . The stiffness coefficient of this

effective spring is k_{eq} . The effective stiffness coefficient k_{eq} can directly be applied in formula 3. The formulae to determine $k_{eff,r}$, k_{eq} and z as given in Annex J can directly be derived from the sketches of figure 3. The bases for these formulae is that the moment-rotation behaviour of each of the systems in figure 3a, 3b and 3c is equal. An additional condition is that the compressive force in the lower rigid bar is equal in each of these systems.

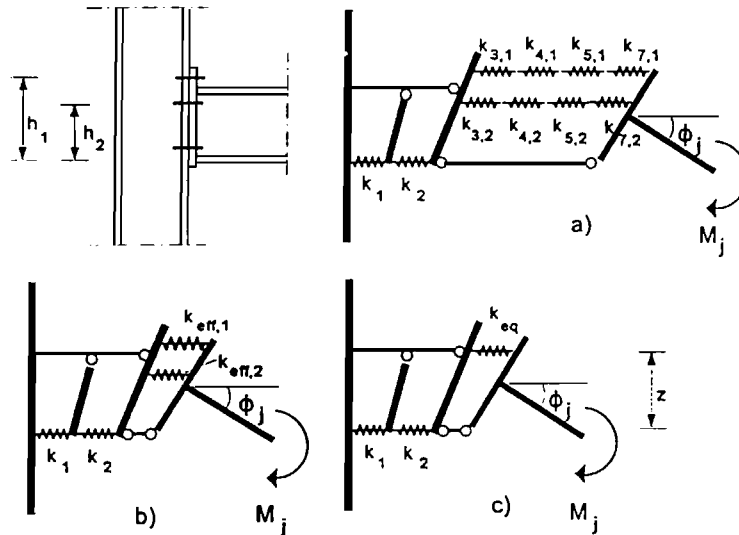


Figure 3: Spring model for a beam-to-column end plated joint with two bolt rows in tension.

4. DETERMINATION OF THE STIFFNESS COEFFICIENTS k

4.1 Plates in bending and bolts in tension

In the procedure for strength calculation included in Annex J, the three following components: (i) column flange in bending, (ii) end plate in bending and (iii) flange cleat in bending are idealized as T-stubs (see figure 4). These ones are assumed to be connected by means of bolts to an infinitely rigid foundation (figure 5 and 6.a). Their so-called "effective length l_{eff} " is such that the failure modes and the corresponding collapse loads are similar to those of the actual joint components. The concept of "equivalent T-stubs" for strength is easy to use and allows to cover the calculations of all the plated components with the same set of formulae.

The "T-stub concept" may also be referred to for stiffness calculation as shown in [5] and [6]. The equivalence between the actual component and the equivalent T-stub in the elastic range of behaviour (initial stiffness) is however to be expressed in a different way than at collapse and requires the definition of a new effective length $l_{eff,ini}$. In view of the determination of the related stiffness coefficients k , two problems have to be investigated:

- the response of the T-stub in the elastic range of behaviour;
- the determination of $l_{eff,ini}$.

These two points are successively addressed hereunder.

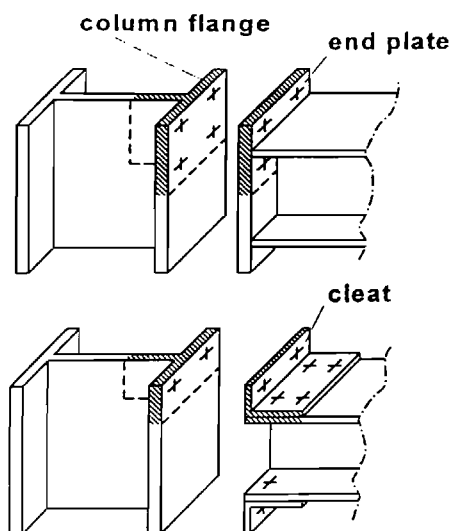


Figure 4: T-stub idealizations

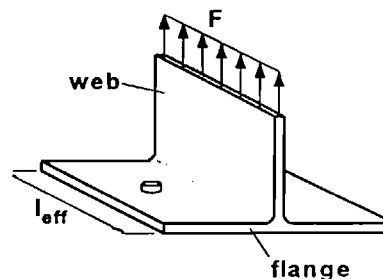


Figure 5: T-stub on rigid foundation

a) T-stub response

When subjected to tension forces, the flange of the T-stub deforms in bending and the bolts mainly in tension (figure 6.a). The elastic response of this system has been studied first by YEE and MELCHERS [6]. A slight refinement related to the location of the prying effect has been proposed later in [5]. The corresponding expressions are rather long to apply so simplifications have been introduced by the authors:

- *to simplify the formulae*: n is considered as equal to $1,25 m$ (m and n are indicated in figure 6.a)
- *to dissociate the bolt deformability* (figure 6.c) *from that of the T-stub* (figure 6.b).

Under these assumptions, it can be shown that:

- for the T-stub (figure 6.b):

$$k_{3,5,6} = \frac{l_{eff,ini} t^3}{m^3} \quad (4)$$

- for the bolts (figure 6.c):

$$k_7 = 1,6 \frac{A_s}{L_b} \quad (5)$$

where A_s = bolt reduced area, L_b = bolt length including half thickness of the bolt head and of the nut and t = T-stub flange thickness. The indexes of the k coefficients relate to the component numbers listed in table 1. In equation (5), a factor 2,0 instead of 1,6 would be expected at first sight; in reality, the value 1,6 is defined in such a way that the prying effect is taken into consideration.

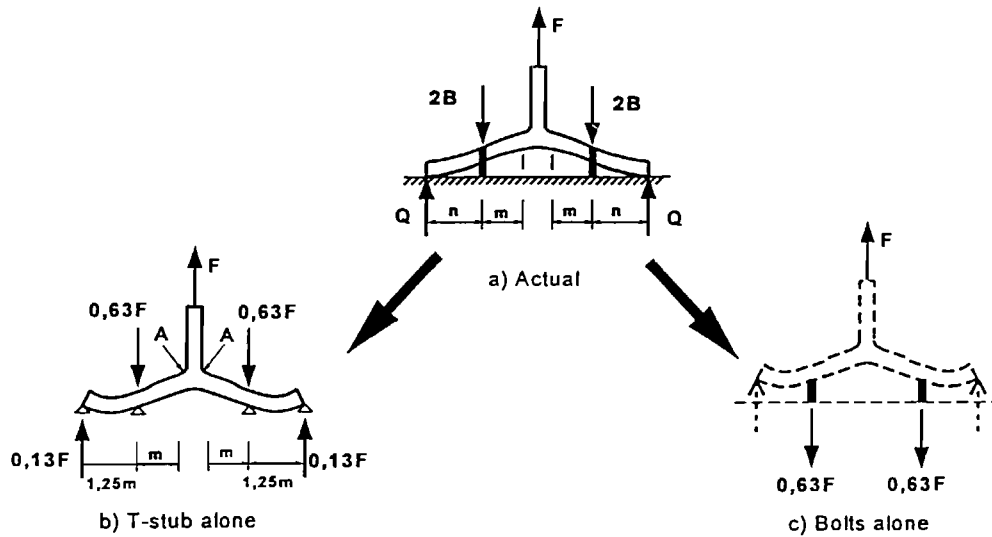


Figure 6: Elastic deformation of the T-stub

b) Definition of $l_{eff,ini}$

In figure 6.b, the maximum bending moment in the T-stub flange (points A) is expressed as $M_{max} = 0,322 \cdot F \cdot m$. Based on this expression, the maximum elastic load F_{el} (first plastic hinges in the T-stub at points A) to be applied to the T-stub can be derived:

$$F_{el} = \frac{4 l_{eff,ini}}{1,288 m} \frac{t^2 f_y}{4} = \frac{l_{eff,ini} t^2}{1,288 m} f_y \quad (6)$$

In Annex J, the ratio between the design resistance and the maximum elastic resistance of each of the components is taken as equal to 3/2 so:

$$F_{Rd} = \frac{3}{2} F_{el} = \frac{l_{eff,ini} t^2}{0,859 m} f_y \quad (7)$$

As, in figure 6.b, the T-stub flange is supported at the bolt level, the only possible collapse mode of the T-stub is the development of a plastic mechanism in the flange. The associated collapse load is given by Annex J as:

$$F_{Rd} = \frac{l_{eff} t^2 f_y}{m} \quad (8)$$

where l_{eff} is the effective length of the T-stub for strength calculation. By identification of expressions (7) and (8), $l_{eff,ini}$ may be derived:

$$l_{eff,ini} = 0,859 l_{eff} \approx 0,85 l_{eff} \quad (9)$$

Finally, by introducing equation (9) in the expression (4) giving the value of $k_{3,5,6}$:

$$k_{3,5,6} = \frac{0,85 l_{eff} t^3}{m^3} \quad (10)$$

4.2 Column web panel in shear

In beam-to-column joints, column web panels are subjected to high shear forces V (see figure 7). The shear force V can be expressed as $\beta \cdot F$ (F forces are statically equivalent to the applied moment M , see figure 7). β values are dependent on the joint configuration and loading; related values are given in Annex J.

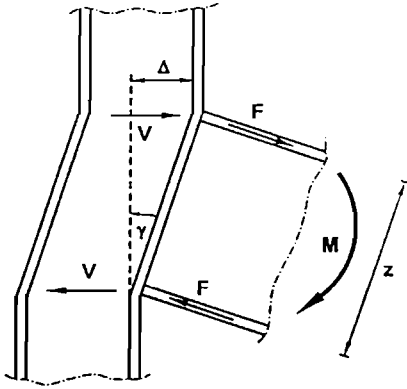


Figure 7: Column web panel in shear

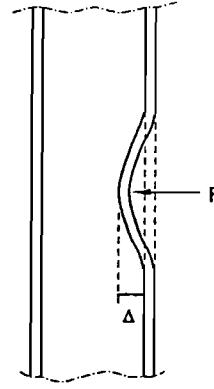


Figure 8: Column web in tension or compression

Through experimental and numerical research works e.g. [5], it has been shown that shear stresses τ in column web panels are more or less uniformly distributed. The corresponding deformation γ is therefore such that $\tau = G \cdot \gamma$. V can be expressed as $A_{vc} \cdot \tau$ and γ as Δ/z so:

$$F = \frac{V}{\beta} = \frac{A_{vc} \tau}{\beta} = \frac{A_{vc} G}{\beta z} \Delta \quad (11)$$

As $G = E/[2(1+\nu)]$ and $\nu = 0,3$, the following expression of k_1 can be simply derived:

$$k_1 = \frac{A_{vc}}{2(1+\nu) \beta z} = 0,38 \frac{A_{vc}}{\beta z} \quad (12)$$

4.3 Column web in tension or compression

In [5], the elastic linear relationship between the tension or compression force F transversally applied to the column and the corresponding elongation or shortening Δ of the web (see figure 8) is expressed as:

$$F = \frac{E t_{wc}}{d_c} \xi \Delta \quad (13)$$

d_c is defined as the clear depth of the column web. The coefficient ξ depends on the relative stiffness of the column flange in bending and the column web in tension or compression; its expression - which differs for welded and bolted joints - is rather complicated so simplifications have been brought by the authors. These simplifications are based, as for the T-stub in section 4.1.b, on the ratio ($= 3/2$) between the design resistance of the web defined in Annex J as:

$$F_{Rd} = b_{eff} t_{wc} f_y \quad (14)$$

and the maximum elastic resistance of the web expressed (from equation 13) as:

$$F_{el} = \xi t_{wc} E \frac{\Delta}{d_c} = \xi t_{wc} E \epsilon_{el} = \xi t_{wc} E \frac{f_y}{E} = \xi t_{wc} f_y \quad (15)$$

From this ratio, an approximated value of ξ is derived: $\xi = 2/3 b_{eff}$. By introducing this value in equation (13), the following expression of the stiffness coefficient is obtained:

$$k_{2,4} = \frac{0,667 b_{eff} t_{wc}}{d_c} \approx \frac{0,7 b_{eff} t_{wc}}{d_c} \quad (16)$$

4.4 Bolts in shear and bolts in bearing

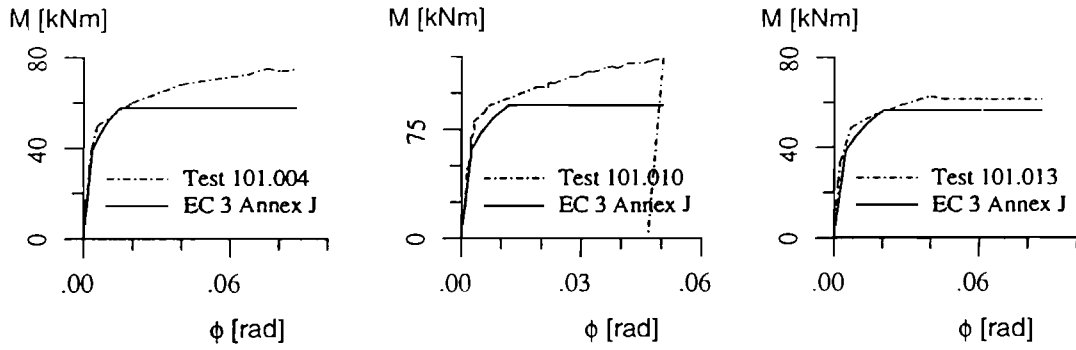
Formulae for stiffness prediction are proposed in [5]; they are based on previous works by PAVLOV and KARMALIN and are validated by comparisons with test results. Limited modifications (to avoid the use of specific units) have been brought to these formulae in Annex J. The reader is therefore asked to refer to [5] for background information.

5. COMPARISON WITH TEST RESULTS

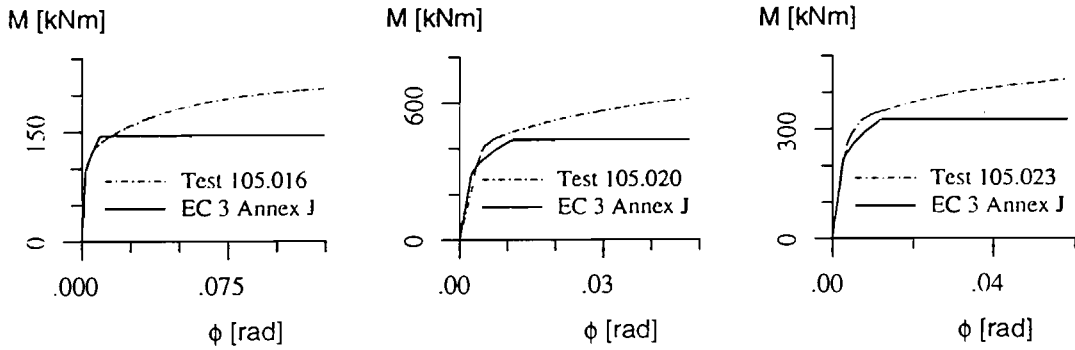
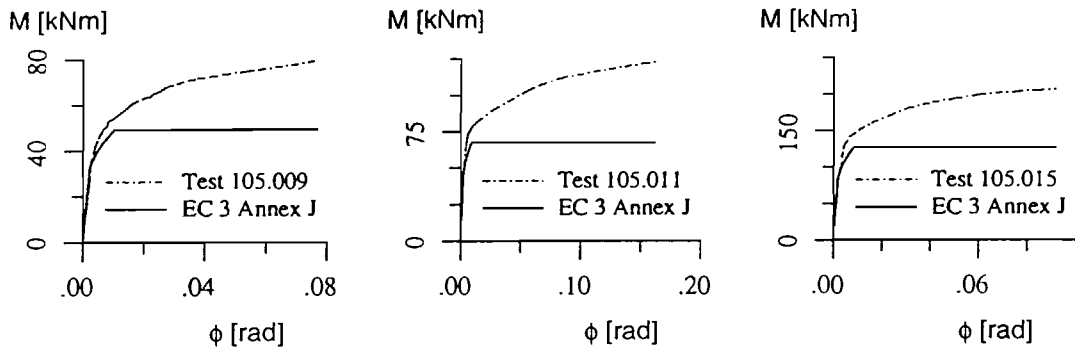
This section shows comparisons of the presented stiffness model with test results. The test data are taken from the databank SERICON [2]. In order to enable comparisons of the complete stiffness model with test results it is necessary to show the full non-linear curves which are obtained by using the application rules of Annex J.

For the determination of the joint properties, i.e initial stiffness and design resistance, measured material and geometrical data obtained from tests are used. The value of the moment resistance $M_{j,Rd}$ is calculated with safety factor $\gamma=1,0$. The moment resistance is determined according to the most accurate model of Annex J, e.g. the alternative method to determine the resistance of the T-stub is used for joints with bolted end plates. Both the rotational stiffness and the moment resistance are calculated by taking into account the actual forces in the shear panel of the column web through the exact values of the β -coefficients.

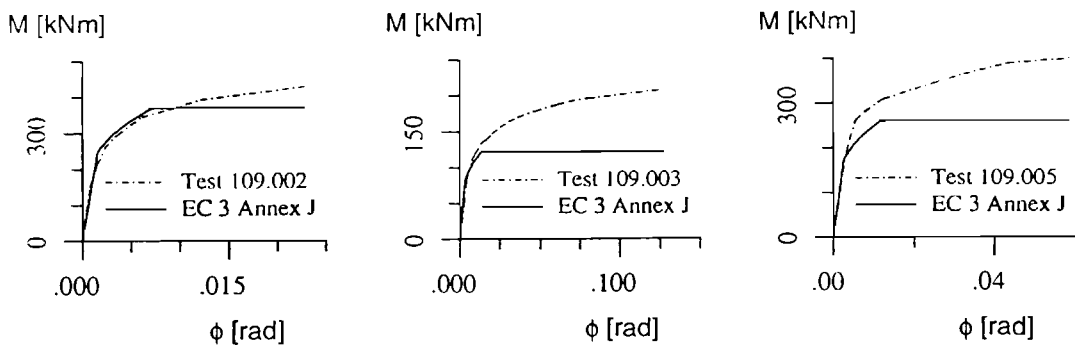
It can be seen from figure 9 that the prediction of the joint stiffness and resistance is in good agreement with the actual behaviour. The differences in the resistance are due to strain hardening and membrane effects which are not taken into account in the design rules of Annex J. In the stiffness model it is assumed that a joint remains elastic up to a level of $2/3$ of $M_{j,Rd}$. This assumption is confirmed by the curves.



a) Liège, single sided, end plated joints

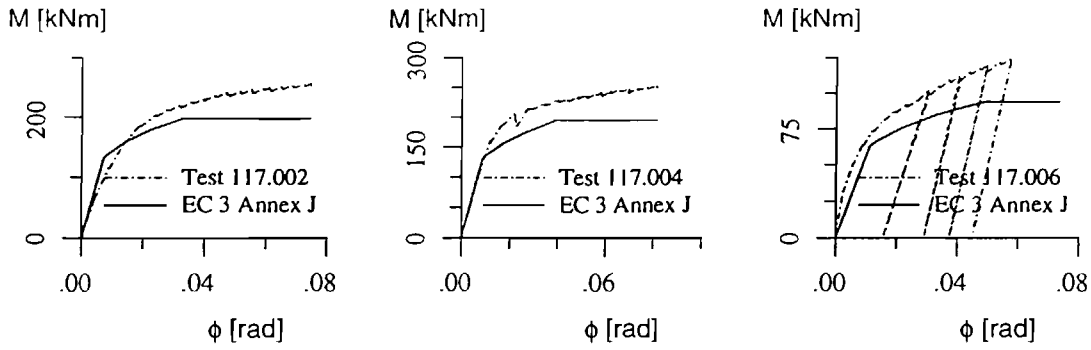


b) Innsbruck, single sided, welded joints

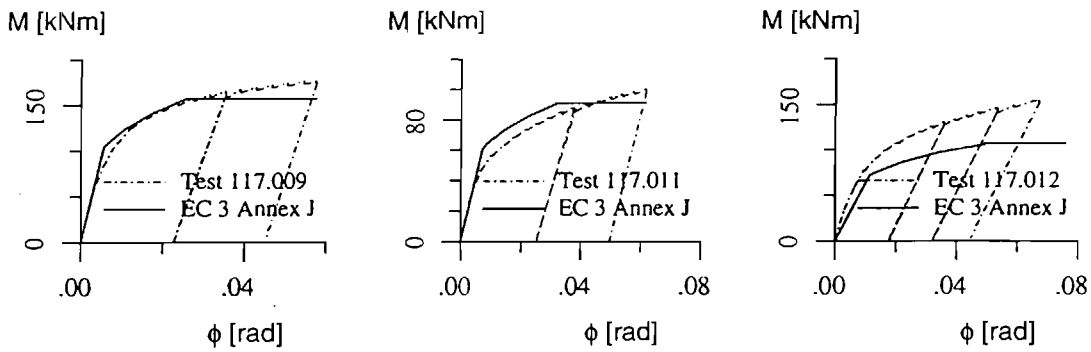


c) Innsbruck, double/single sided, end plated joints

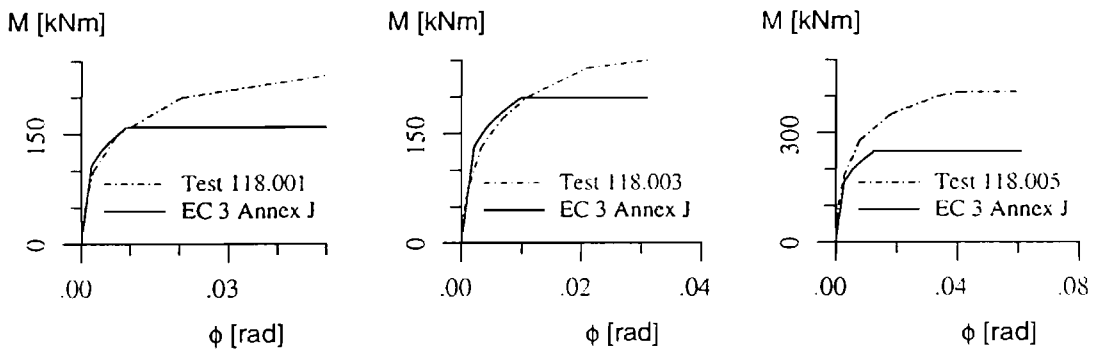
Figure 9: Comparison with test results



d) Leipzig/Aachen, single sided, end plated joints



e) Leipzig/Aachen, double sided, end plated joints



f) Dundee, double/single sided, end plated joints

Figure 9: Comparison with test results (continued)

6. CONCLUSION

The new stiffness model of the revised Annex J allows for the determination of the initial (elastic) stiffness of a joint independently of a strength calculation. It also gives design rules for the determination of a full non-linear $M-\phi$ curve. Comparisons with test results show a good agreement between the predicted curves and the real ones obtained from tests.

The model for the stiffness calculation is based on the so-called component method. Therefore it can be applied for many types of joints and joint configurations. Moreover it can be easily extended to new types of joints as for example composite joints provided that on one side the deformation behaviour is known for all components (i.e. stiffness coefficients k) and on the other side that the contribution of the different sources of deformability can be taken into consideration with the presented model by means of a set of springs.

REFERENCES

- [1] EUROCODE 3, ENV - 1993-1-1, *Revised Annex J*, Design of Steel Structures, CEN, European Committee for Standardization, Document CEN / TC 250 / SC 3 - N 419 E, Brussels, June 1994.
- [2] SERICON, *International Databank System for SEMI-Rigid CONNECTIONS*, ECCS TC10 and COST C1, Version 1.5, RWTH Aachen, Germany, 1995.
- [3] EUROCODE 3, ENV - 1993-1-1, *Design of Steel Structures*, Commission of the European Communities, European Prenorm, Brussels, Belgium, April 1992.
- [4] ZOETEMEIJER, P., *Summary of the Research on Bolted Beam To Column Connections*, Report 6-85-7, University of Technology, Delft, Netherlands, 1985.
- [5] JASPART, J.P., *Etude de la semi-rigidité des noeuds poutre-colonne et son influence sur la résistance et la stabilité des ossatures en acier*, Ph-D Thesis, University of Liège, Belgium, 1991.
- [6] YEE, Y.L. and MELCHERS, R.E., *Moment rotation curves for bolted connections*, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 112, ST3, pp. 615 - 635, March 1986.
- [7] GOLEMBIEWSKI, D; LUTTEROTH, A.; SEDLACEK, G.; WEYNAND, K.; FELDMANN, M.: *Untersuchungen zum wirtschaftlichen Einsatz hochfester Stähle im Stahlbau - Rotationsuntersuchungen an Träger-Stützenverbindungen aus STE 460*, Abschlußbericht zum AIF-Projekt D 149, Leipzig/Aachen, January 1993.

Anlage 3

Hintergrundbericht zum
Eurocode 3 : Teil 1.1
Anhang J (revidierte Fassung)
Anschlüsse in Rahmen im Hochbau

Sicherheitsuntersuchungen zum Anhang J des EC 3

Verfasser: M. Feldmann (RWTH Aachen)
G. Sedlacek (RWTH Aachen)
K. Weynand (RWTH Aachen)

Der Hintergrundbericht wurde vorgestellt und diskutiert beim:

3rd International Workshop on Connections in Steel Structures
AISC, EKS, University of Trento
Trento, 28.-31. Mai 1995



THIRD INTERNATIONAL WORKSHOP ON
CONNECTIONS IN STEEL STRUCTURES

Villa Madruzzo - Trento 28 - 31 May 1995

Safety considerations of Annex J of Eurocode 3

Markus Feldmann¹
Gerhard Sedlacek²
Klaus Weynand³

Abstract

The new Annex J of ENV 1993 -Eurocode 3 [1] presents rules for the design of joints both for stiffness and strength. Due to the different components and materials of which a joint may exist, the safety assessment of structural joints is rather complex and has so far not been thoroughly clarified. This paper gives some considerations of the influence of unexpected overstrength on the ductility and safety of joints. For seismic loading a method is suggested which allows an extension of plastic design to joints with alternating rotations.

1. INTRODUCTION

The ULS-design of a steel structure consisting of elements and joints may be performed with two options:

The first option is the consideration of the whole true moment-rotation characteristic of the joints. This means the use of the original $M-\phi$ -curve from experiments or from FE-calculations, fig.1 (curve ①). It also means that both strength and rotations are considered in the most realistic way and model uncertainties are of no concern.

The second option is the use of a standardized model which describes the moment-rotation behaviour of a joint in a simplified way: the initial stiffness, the transition from the elastic part to the plastic part of the curve and the ultimate resistance level without an a priori limitation of the rotation. Annex J gives rules for such an approach, fig.1 (curve ②). Using this model in a plastic analysis with moment redistribution means taking account of rotation on the resistance level $M_{j,R}$ of a joint. This necessitates an additional check whether the actual rotation-capacity of a joint is able to fulfil the rotation requirement determined from the calculation or not.

¹ Dr.-Ing., Institute of Steel Construction, RWTH Aachen, 52056 Aachen, Germany

² Prof. Dr.-Ing., Institute of Steel Construction, RWTH Aachen, 52056 Aachen, Germany

³ Dipl.-Ing., Institute of Steel Construction, RWTH Aachen, 52056 Aachen, Germany

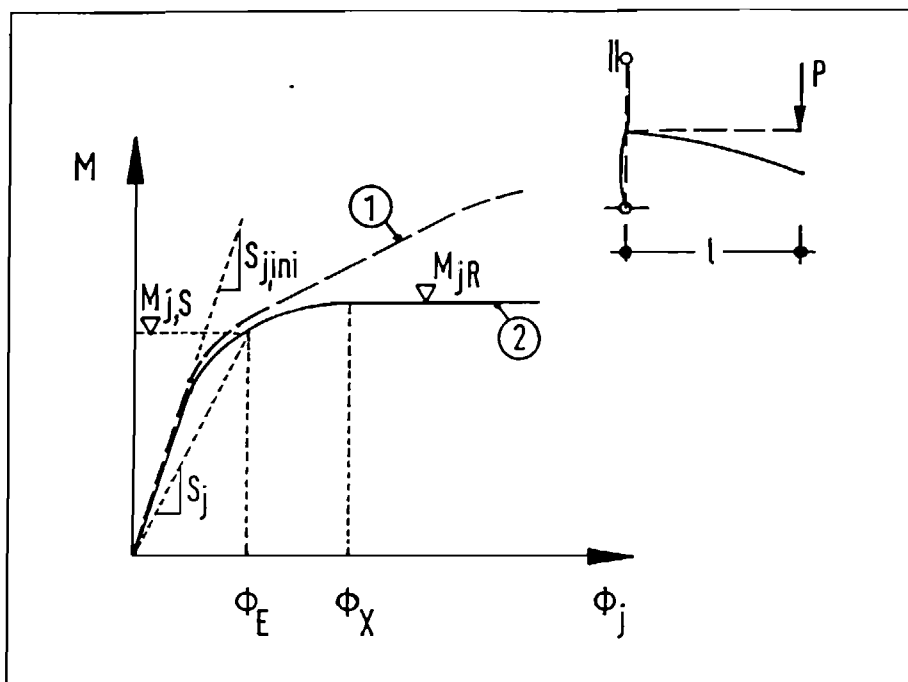


Fig. 1: Moment-rotation-curves: Original curve from the test (1) and model curve according to Annex J (2)

The model deviation of the moment-rotation behaviour in the initial elastic range and in the transition from the elastic-plastic to the full plastic range is fairly small whereas in the full plastic branch with great rotations the model deviation becomes significantly larger. However the model resistance level is below the real resistance and the actual stiffness of this full-plastic branch remains positive unless premature failure due to cracking or buckling occurs.

2. EFFECTS OF OVERSTRENGTH OF JOINT COMPONENTS

Performing a plastic analysis using Annex J of Eurocode 3 implies an additional check of the rotation-capacity of the joint on the level of $M_{j,R}$, [fig.1](#). However Annex J only provides lump rules for a check of the rotation capacity. Sufficient rules for determining the rotation capacity have not been established in Annex J so far.

This chapter deals with the consequences of overstrength phenomena of single components in the joint. These considerations refer to both the local moment-rotation behaviour of the joint and the global load-deflection behaviour of the structure and allows to determine the safety elements to be applied.

2.1 Effects of overstrength of joint components on the joint's behaviour

Taking the general moment-rotation behaviour of a joint according to Annex J, [fig. 2](#), it is possible to identify several levels of resistance of each component of the joint. Following the positive stiffness of the full plastic branch of the actual moment-rotation curve (which Annex J reduces to a constant level $M_{j,R}$) it is quite obvious that the

intersection of the actual $M-\phi$ -curve with the resistance levels $M_{R,comp,i}$ of the components limits the rotation capacity of the joints to ϕ_{cap} , e.g. by the brittle failure of the bolts or welds. These rotation capacities might be calculated by

$$\phi_{cap} = \phi_{C,i} - \phi_X = \frac{M_{R,comp,i} - M_R}{S_{j,pl}} \quad (1)$$

provided that the plastic stiffness $S_{j,pl}$ and the resistance levels $M_{R,comp,i}$ are known and no premature failure due to buckling occurs.

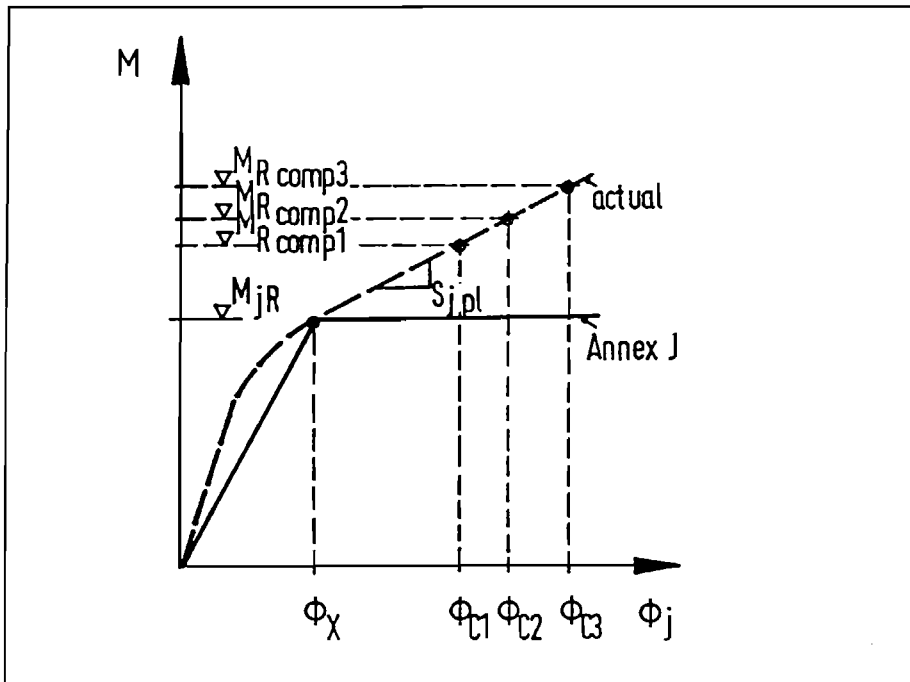


Fig. 2: Moment-rotation-curve according to Annex J and rotation capacities influenced by maximum strength $M_{R,comp,i}$ of different components

The prediction of the characteristic behaviour of structural elements and joints is based on the nominal values for the yield stress f_y . The nominal value for f_y however is the lower 5%-fractile or less of the statistical distribution of the yield stress. The consequence is that the available rotation capacity becomes the smaller the more the actual yield stress exceeds the nominal one. Fig. 3 shows this significant reduction of available rotation capacity if the strength of one component of the joint (e.g. the bolts' strength of a joint with an endplate remains constant and also the stiffness $S_{i,pl}$ remains constant).

By introducing the overstrength as Δf_y or, directly expressed, as ΔM the rotation capacity becomes smaller. From the proportional relationship in the moment-rotation curve that reduction can be expressed as

$$\phi_{cap} = \phi_{C,i,over} - \phi_X = \frac{M_{R,comp,i} - (M_R + \Delta M)}{S_{j,pl}} \quad (2)$$

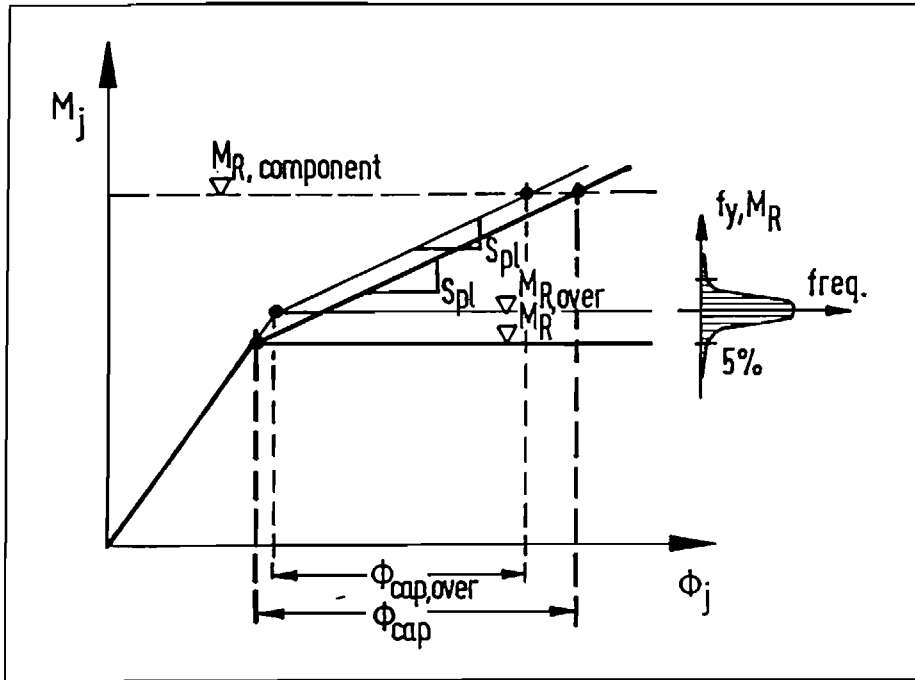


Fig. 3: Reduction of actual available rotation capacity of a joint introducing the actual yield stress

In fig. 4a the curves are shown which represent the dependence of the rotation capacity Φ_{cap} on the yield strength Δf_y with different hardening stiffnesses $S_{i,pl}$ and constant $M_{R,comp}$. This sort of diagram may also be established for cases in which the rotation capacity is governed by local buckling phenomena, fig. 4b [2].

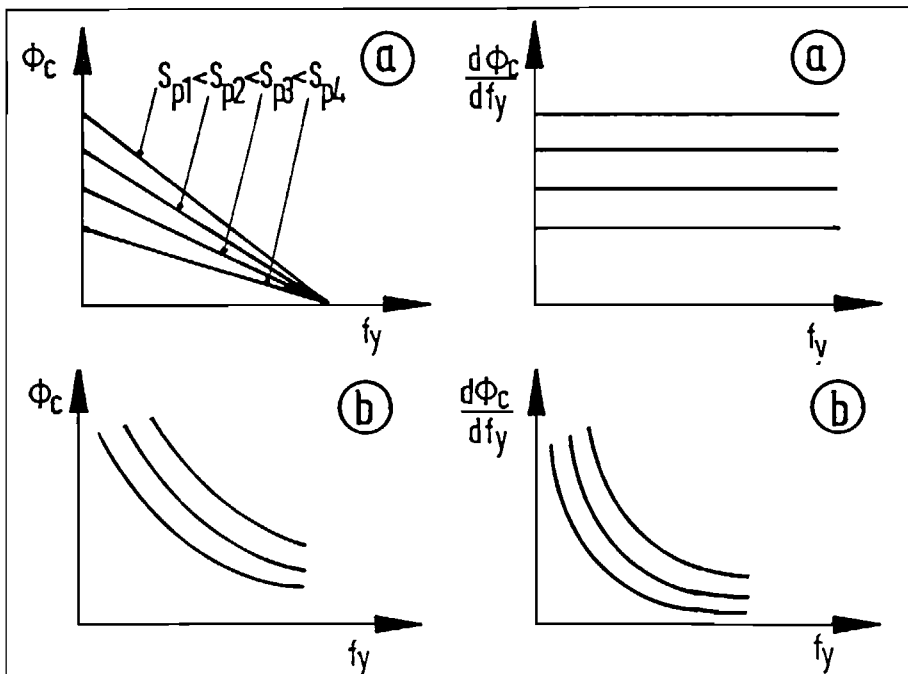


Fig. 4: Dependence of available rotation capacity of joints on the yield stress

2.2 Effects of overstrength of joint components on the structural behaviour

In fig. 5 a statically undetermined structure (continuous two span beam) with a partial-strength joint above the support is shown. In plotting the load-rotation diagram (referred to the rotation of the joint) the graph in fig. 5 applies (thick line).

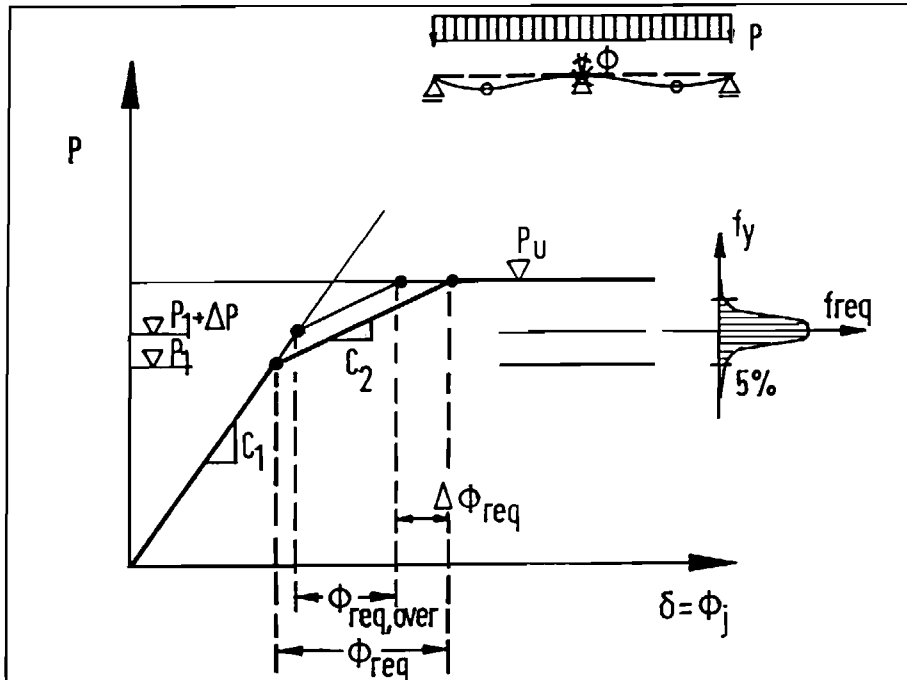


Fig. 5: Load-deformation behaviour of a statically undetermined structure without and with overstrength in the relevant plastic hinge (joint)

In the very first elastic part of the graph the deformation follows proportionally the load until the first plastic hinge occurs. In this case this plastic hinge is assumed to occur in the joint. Afterwards the load-rotation curve increases further with the remaining elastic stiffness C_1 until the ultimate load P_u is reached by developing of the last plastic hinge. During the moment redistribution process the plastic hinge in the joint has to fulfil a certain plastic rotation.

However this load-rotation behaviour is based on an idealized bi-linear moment-rotation characteristics in the plastic hinges, see fig. 2. Assuming the actual moment-rotation behaviour of joints, the global load-rotation characteristic would become more smooth.

Let's now consider also in this graph an overstrength Δf_y . The first hinge would occur on the level $P_1 + \Delta P$. But the required rotation ϕ_{req} is being significantly reduced from ϕ_{req} to $\phi_{req,over}$ with:

$$\phi_{req,over} = \phi_{req} - \Delta \phi_{req} = \frac{P_u - (P_1 + \Delta P)}{C_2} \quad (3)$$

2.3 Comparison of the effects of overstrength of the joint components on the joint's behaviour with the effects on the structural behaviour

Considering a design situation in which the available rotation capacity is fully exploited, i.e.

$$\phi_{cap} = \phi_{req} \tag{4}$$

the question is whether an incremental change of strength towards larger yield strength of the material leads to actual rotation capacities greater than the required rotation (this would be a safe situation) or to actual rotation capacities smaller than the required ones (this would be an unsafe situation). To achieve the safe situation the following condition must be fulfilled, see fig. 6:

$$\left| \frac{d\phi_{cap}}{df_y} \right| \leq \left| \frac{d\phi_{req}}{df_y} \right| \tag{5}$$

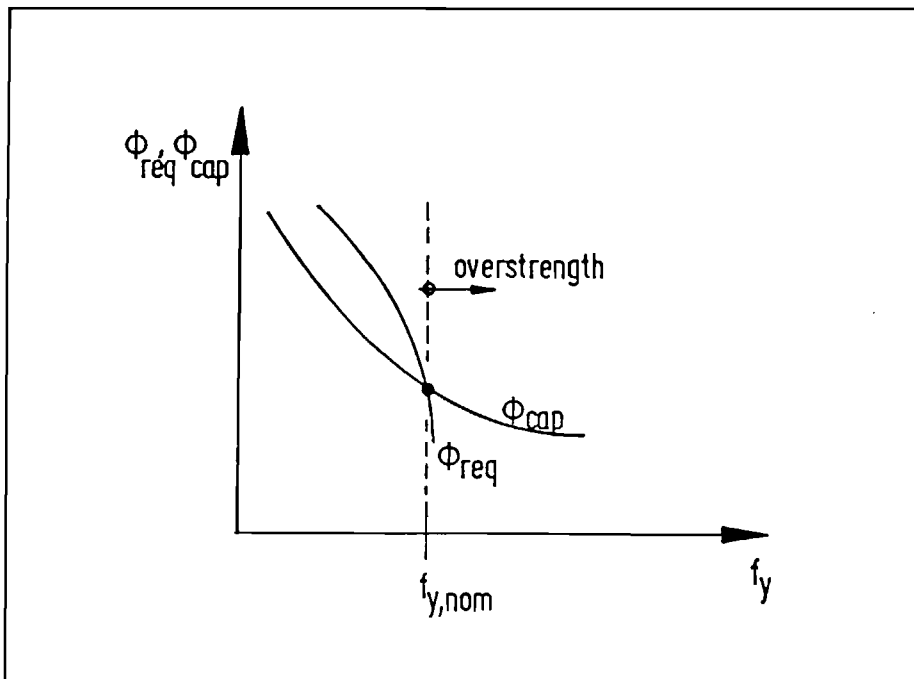


Fig. 6: Behaviour of required rotation and rotation capacity in view of overstrength

This condition can also be graphically shown for general cases. The $\Delta\phi_{req}$ - distance in the graph of fig. 5 can be derived for all levels of P_u which are possible, assuming that the calculated rotation requirement ϕ_{req} remains the same. Then all $\Delta\phi_{req}$ - values or $d\phi_{req}$ - values for all possible P_u - levels for a certain overstrength ΔP are obtainable. This is indicated in fig. 7 (dashed hyperbola).

Introducing the value for $d\phi_{cap}$ (dashed vertical line in fig. 7) the intersection of the $d\phi_{req}$ - hyperbola and the $d\phi_{cap}$ - vertical line gives the distinction between safe and unsafe ranges with respect to the overstrength phenomenon of a component in a joint.

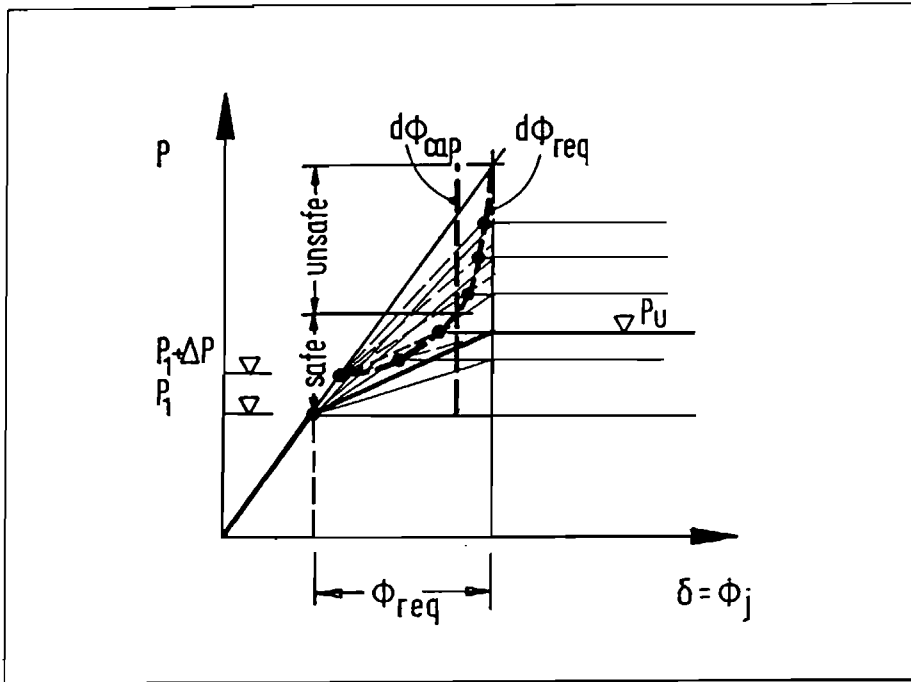


Fig. 7: Incremental change of the considered yield stress ($=\Delta P$): Comparison of the effects side of requirement with the effects on the capacity side, $\phi_{req} = \text{const}$

3. LOW-CYCLE FATIGUE ASSESSMENT FOR STRUCTURAL JOINTS

In this second part of this paper the effects of cyclic loading on the resistance of joints are considered. These considerations are necessary when repeated or alternating rotations could be applied during lifetime, e.g. for wind actions or seismic actions.

Having a joint with constant amplitude cyclic loading, see fig. 8, which can be modelled with Finite Elements [3], the strains and in particular the plastic strains were investigated during the cycling loading. It appeared, that the relationship between the plastic strains at the hot spot (strain at the relevant place where the first crack occurs) and the plastic rotations are linear. This linear relationship gives rise to estimate a "Wöhler-line-relationship" with logarithmic cycles on the abscissa and logarithmic plastic rotations on the ordinate, the slope of which is the slope of the Manson-Coffin-rule for steel material. The value for that slope was investigated [4] and determined to

$$m_{\epsilon} \cong 2,0 \quad (6a)$$

for low alloyed structural steels. Due to logarithm laws the slope of the rotational Wöhler-line is the same as the strain Wöhler-line assuming that one strain cycle is one rotational cycle:

$$m_{\phi} \cong 2,0 \quad (6b)$$

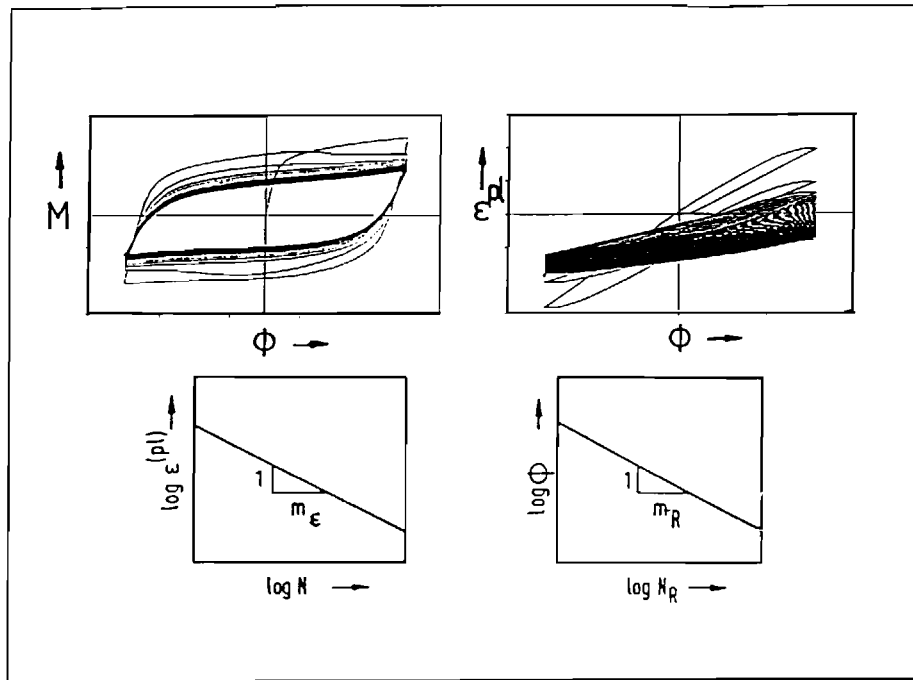


Fig. 8: Cyclic moment-rotation characteristic of a joint, cyclic plastic strain-rotation characteristic of the hot spot, strain Wöhler-line and rotational Wöhler-line

Having the slope of the rotational Wöhler-line, however the level of failure with $N=1$ (static case) is so far being unknown, but is going to be determined by experiments [5][6].

If the value of $\phi_{N=1}$ is known then a life cycle assessment for joints with alternating loading can be derived allowing for plasticity i.e. energy dissipation in the joints. Using the Miner-rule, eq. (7), as a damage hypothesis, that has been already justified for beams [7][8][9], a damage equivalent quasistatic rotation capacity can be defined, fig. 9.

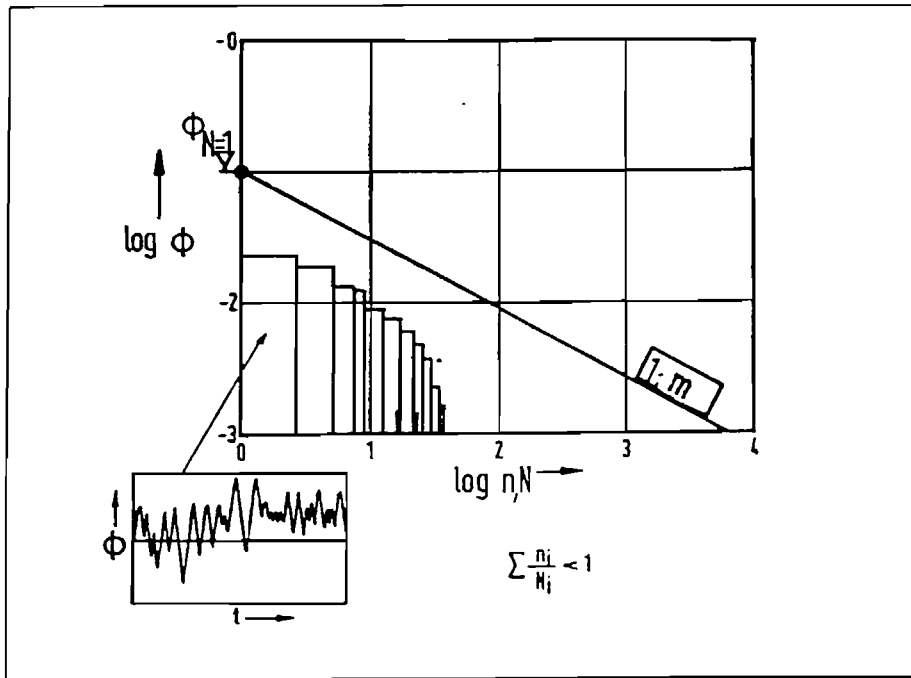


Fig. 9: Rotational Wöhler-line approach with starting value $\phi_{N=1}$ and damage spectrum

The Miner-rule

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1,0 \quad (7)$$

can be transformed into a comparison of damage using the slope of the rotational Wöhler-line $m_\phi = 2,0$:

$$\sum (\phi_i)^m n_i \leq (\phi_{N=1})^m \quad (8)$$

such that an equivalent rotation requirement for the static case can be formulated:

$$\phi_{\text{req, equi}} = \sqrt[m]{\sum (\phi_i)^m n_i} \quad (9)$$

With that rotation requirement a rotation check as for statically loaded structures can be allowed:

$$\phi_{N=1} \geq \phi_{\text{req, equi}} \quad (10)$$

This check limits the damage from alternating yielding to safe values and allows to extend the application of the plastic hinge method to joints subject to seismic loading.

REFERENCES

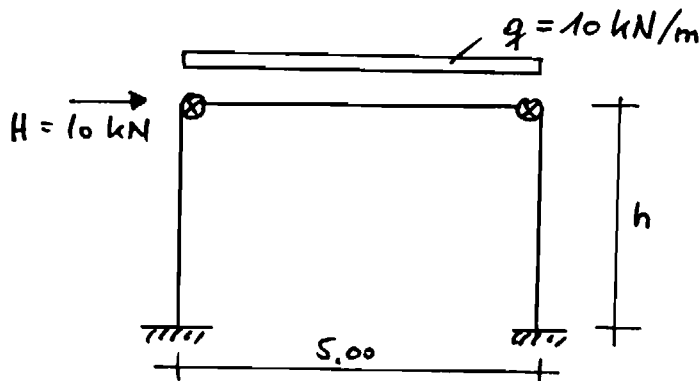
- [1] EUROCODE 3, ENV - 1993-1-1, *Revised Annex J*, Design of Steel Structures, CEN, European Committee for Standardization, Document CEN / TC 250 / SC 3 - N 419 E, Brussels, June 1994.
- [2] FELDMANN, M.: *Zur Rotationskapazität von I-Profilen statisch und dynamisch belasteter Träger*, Ph.D. Thesis, Institute of Steel Construction, RWTH Aachen 1994.
- [3] SEDLACEK, G.; KONG, B.-S., WEYNAND, K.: Das Rotationsverhalten von Riegel-Stützen-Verbindungen, DFG Bericht Se 351/19-1, Aachen, 1995.
- [4] BOLLER, CH.; SEEGER, T.: *Materials Data for Cyclic Loading*, Vol. 42a/b, Elsevier Science Publishers B.V., 1987.
- [5] running DFG research project: *Untersuchungen der Grenzbeanspruchung für Stahlbaukonstruktionen in Erdbebengebieten, die alternierender Plastizierung ausgesetzt sind*, Se 351/27-1, Aachen, 1995.
- [6] running AIF research project: *Grenzen für alternierende Plastizierung für Stahlbauelemente*, Aachen and Leipzig, 1995.
- [7] BALLIO, G.; CASTIGLIONI, C.A.: *An Approach to the Seismic Design of Steel Structures Based on Cumulative Damage Criteria*, Journal of Constructional Steel Research, 1994.
- [8] BALLIO, G.; CASTIGLIONI, C.A.: *A Unified Approach for the Design of Steel Structures under Low and/or High Cycle Fatigue*, Journal of the Constructional Steel Research, 1994.
- [9] BALLIO, G.; CASTIGLIONI, C.A.: *Seismic behaviour of Steel Sections*, Journal of Constructional Steel Research, 1994.
- [10] KUCK, J.: *Anwendung der dynamischen Fließgelenktheorie zur Bestimmung der Grenzzustände für Stahlkonstruktionen unter Erdbebenbelastung*, Ph.D. Thesis, Institute of Steel Construction RWTH Aachen, 1994.
- [11] ZOETEMEIJER, P., *Summary of the Research on Bolted Beam To Column Connections*, Report 6-85-7, University of Technology, Delft, Netherlands, 1985.
- [12] COLSON, A., BJORHOVDE, R., *Connection Moment-Rotation Curves for Semi-Rigid Frame Design*, Connections in Steel Structures II: Behaviour, Strength, and Design, The Second International Workshop on Connections in Steel Structures, Pittsburgh, USA, 1991

Anlage 4

Parameteruntersuchungen

Auswertung Rahmen 1

System und Belastung Rahmen 1



IPE 360, St 37
 $I = 16270 \text{ cm}^4$
 $M_{pl} = 244,8 \text{ kNm}$

Parameter:

a) Rahmenkennzahl k

h [m]	0,0	1,0	5,0	10,0	25,0
k	0	0,2	1,0	2,0	5

b) Anschlußsteifigkeit S [kNm/rad]

S	1	2734	6833	10250	20500	54667	170835	$1e7$
S^*/EI	0	0,4	1,0	1,5	3	8	25	∞

Erläuterungen:

Teil A

Zunächst sind die Systemantworten für die Rahmen als Traglastkurve dargestellt. Jeweils werden für konstante Rahmenkennwerte ' k ' systematisch die Steifigkeiten ' S ' variiert.

Diagramm oben: Traglastfaktor über maßgebender Verformung (siehe jeweils Legende).

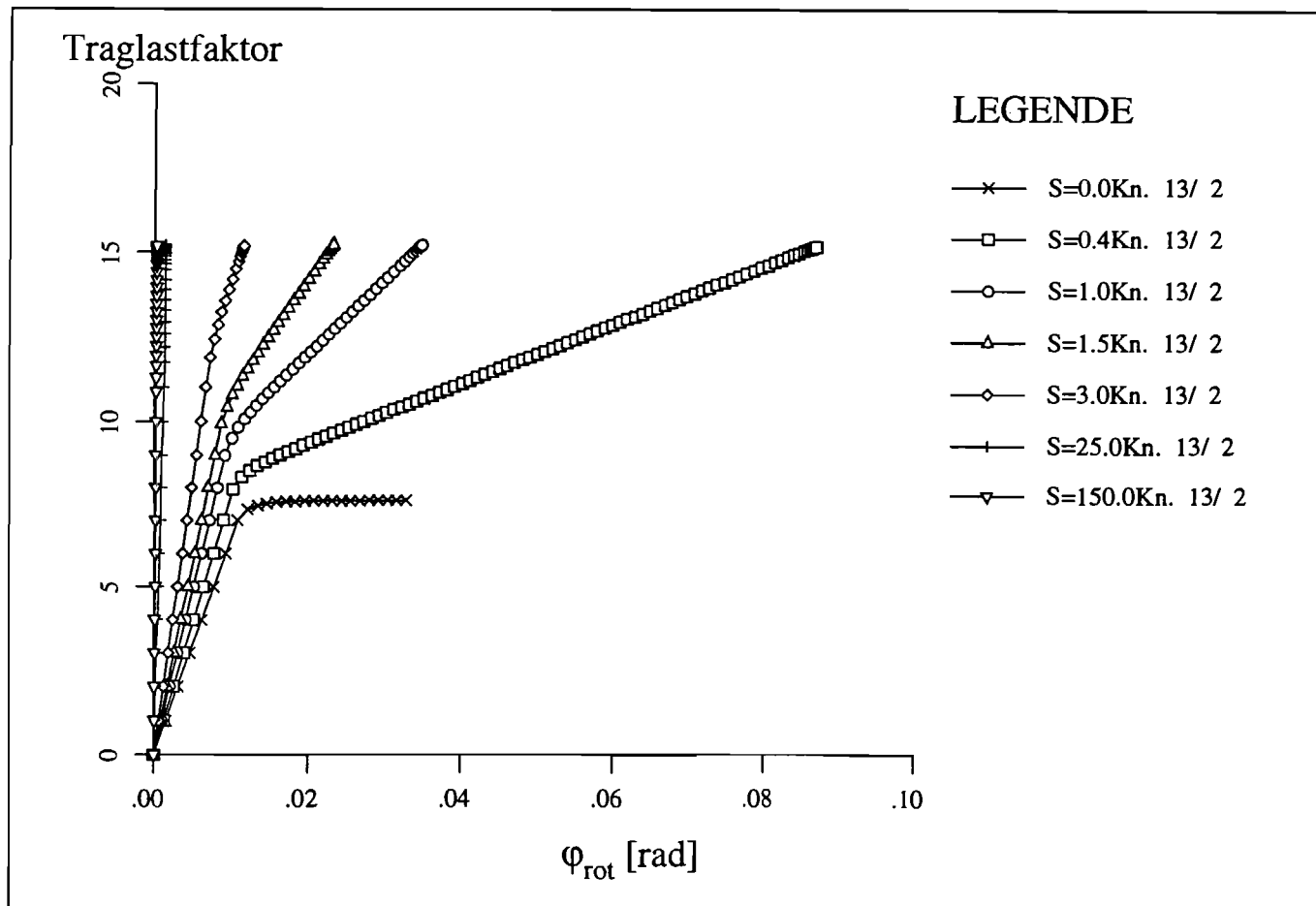
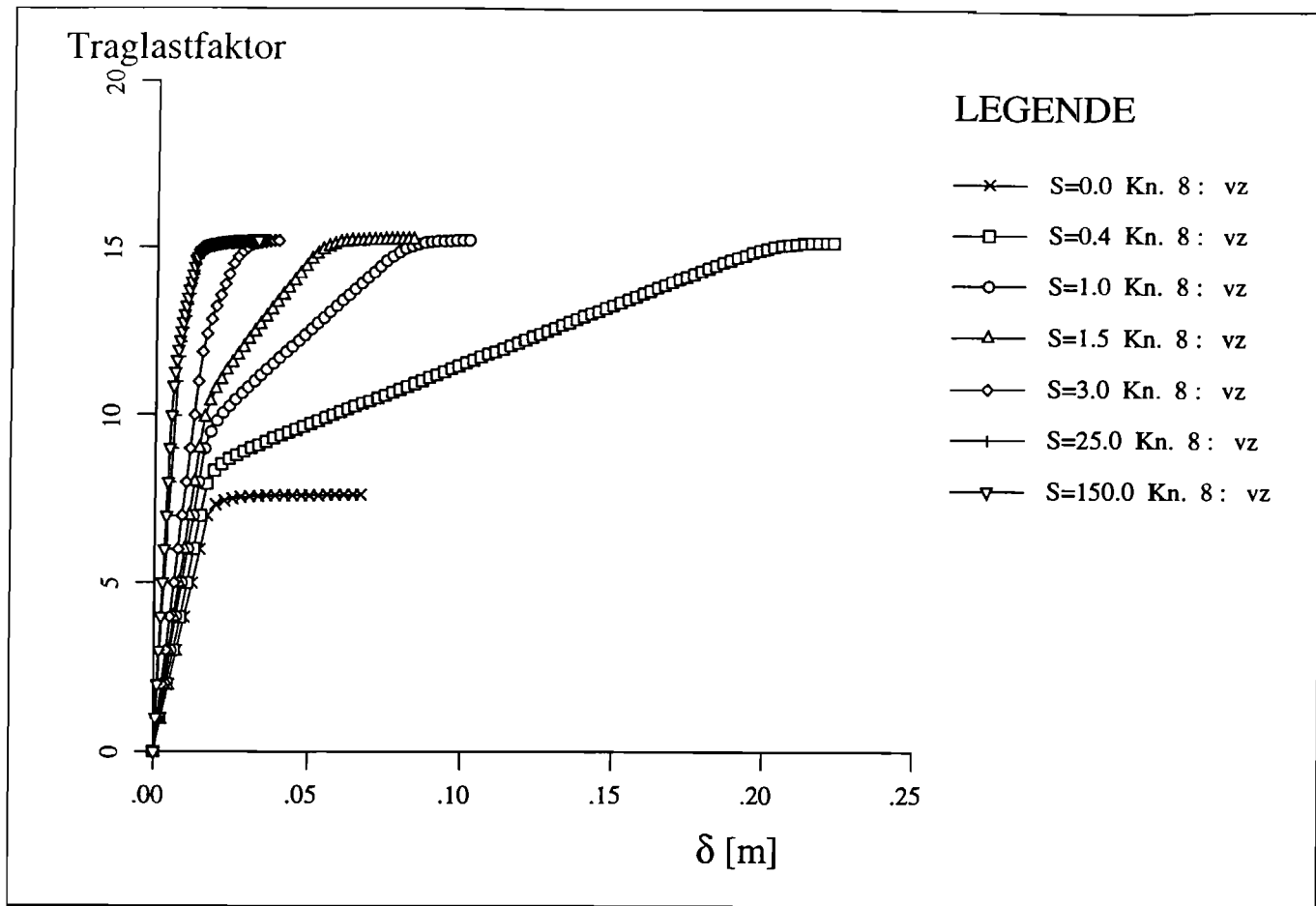
Diagramm unten: Traglastfaktor über Rotation der Anschlüsse

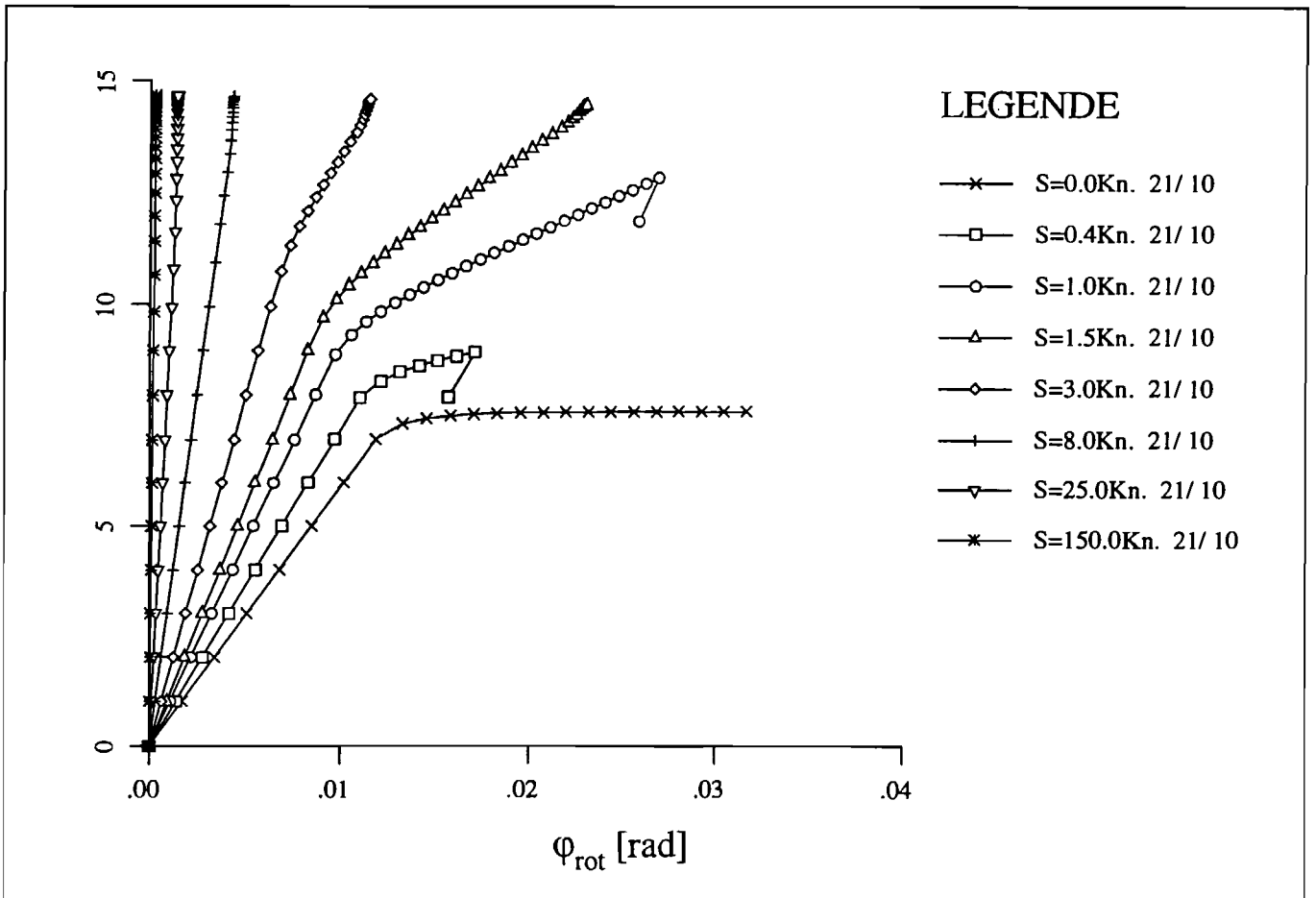
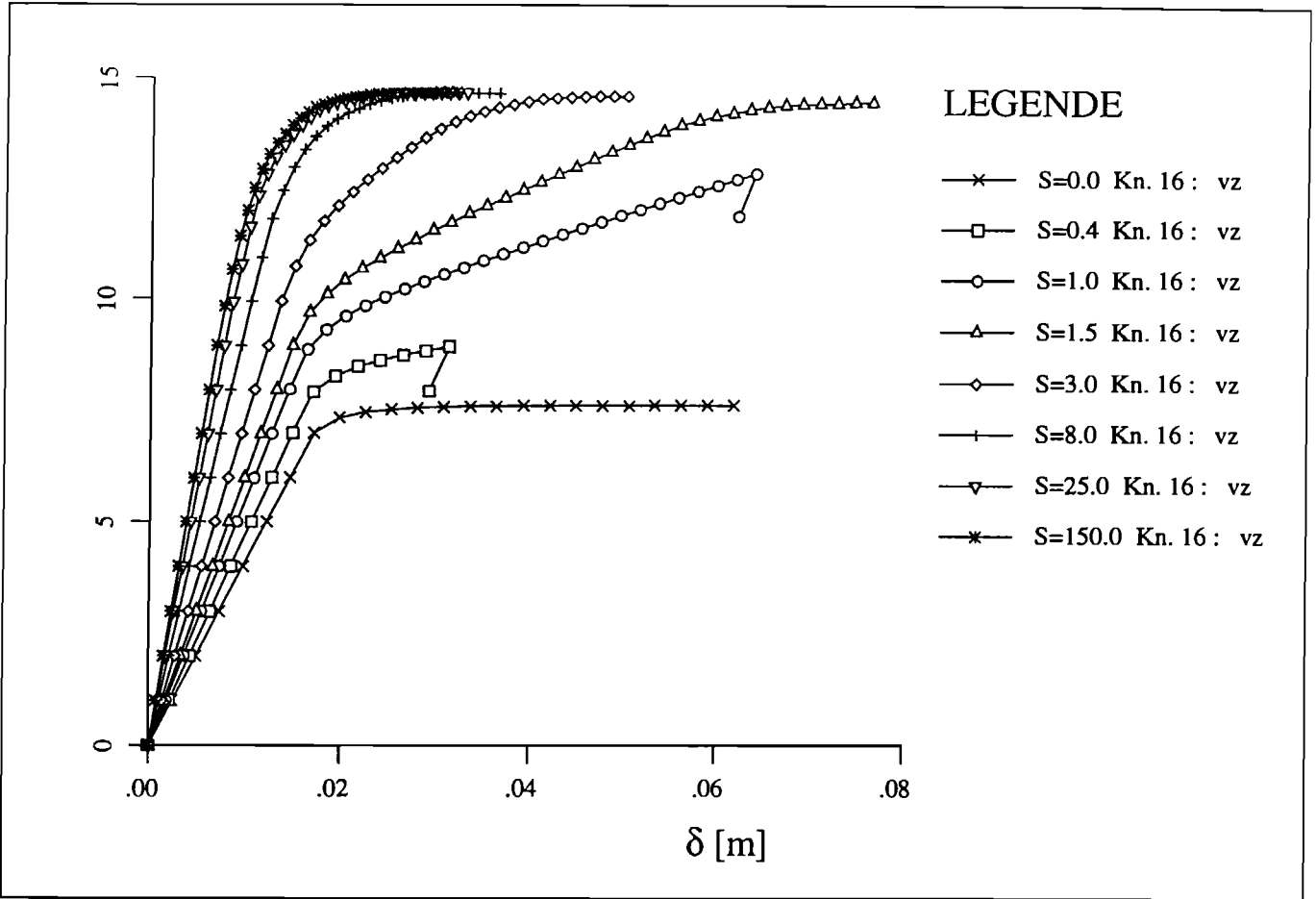
Teil B

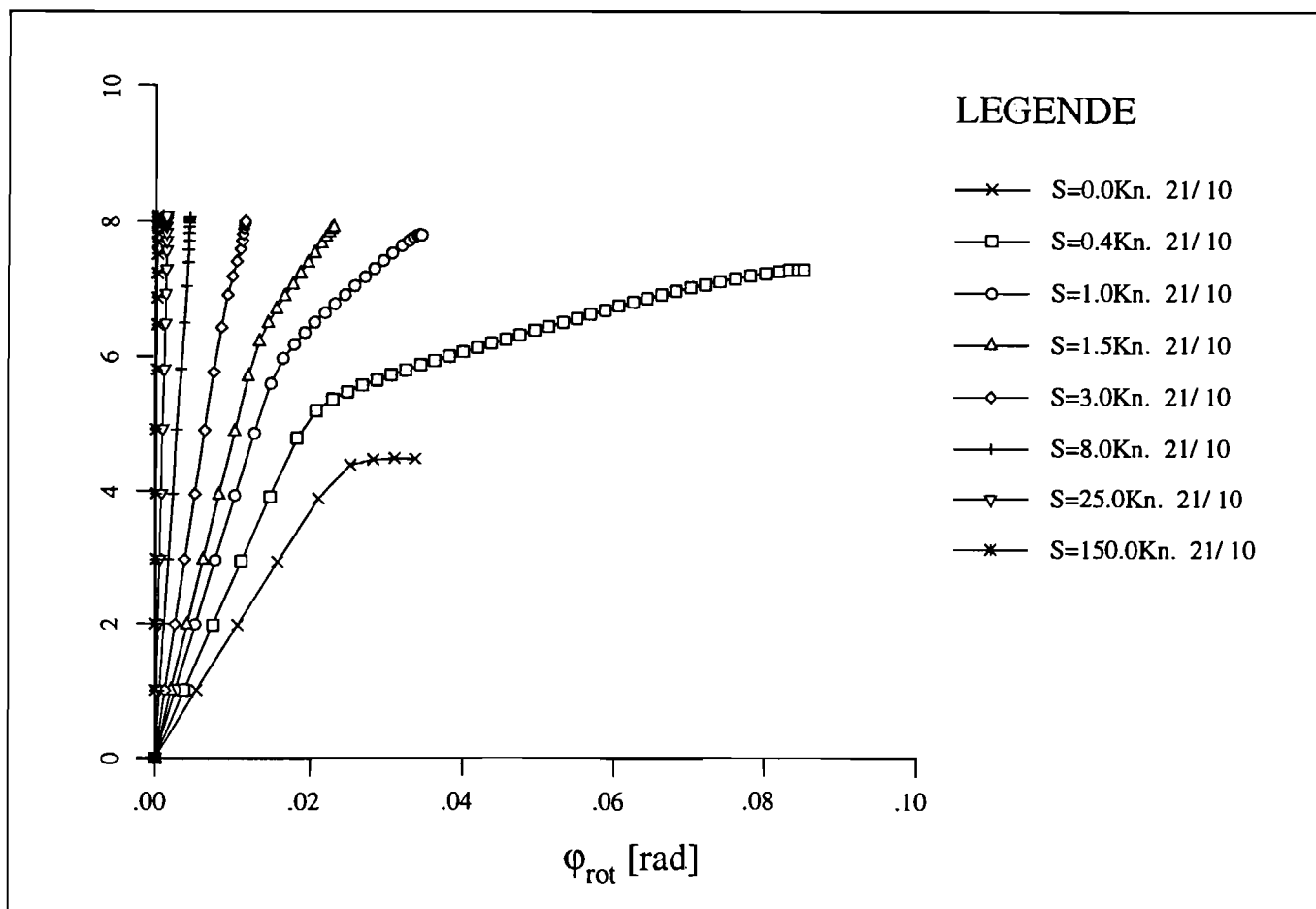
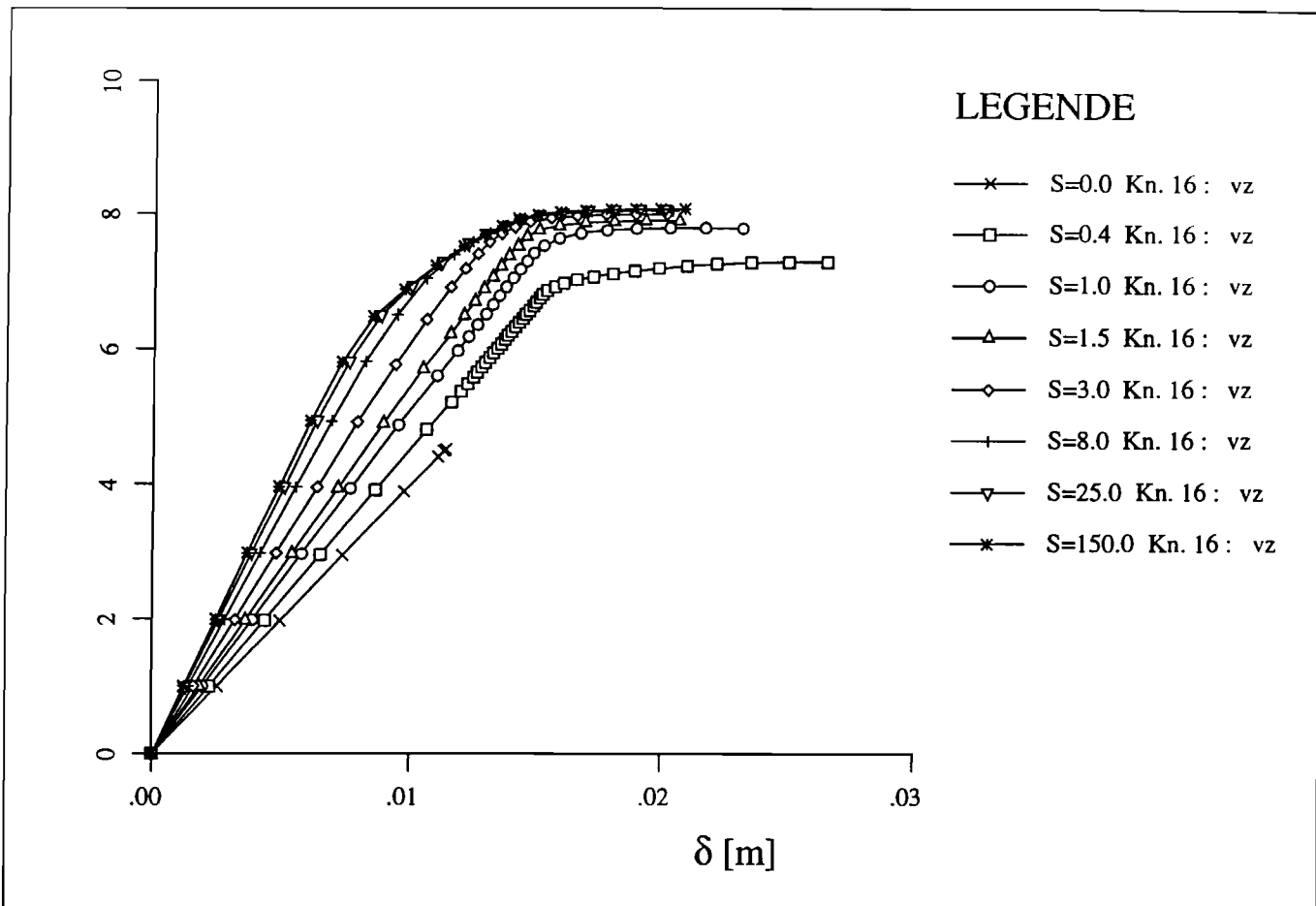
Zusammenfassung aller Ergebnisse: Traglastfaktor (Maximalwert der einzelnen Berechnungen) über der bezogenen Steifigkeit, jeweils für verschiedene k -Werte.

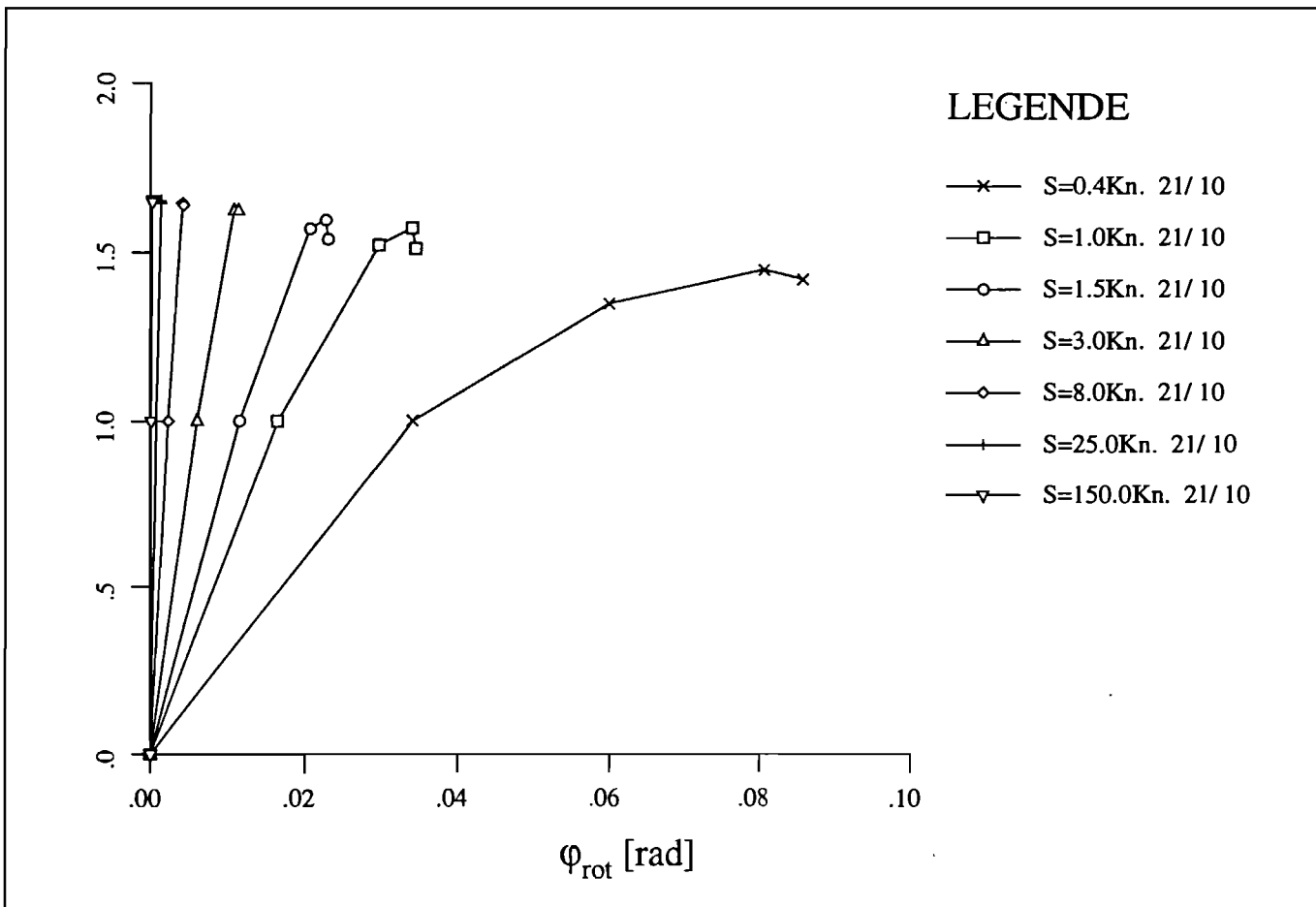
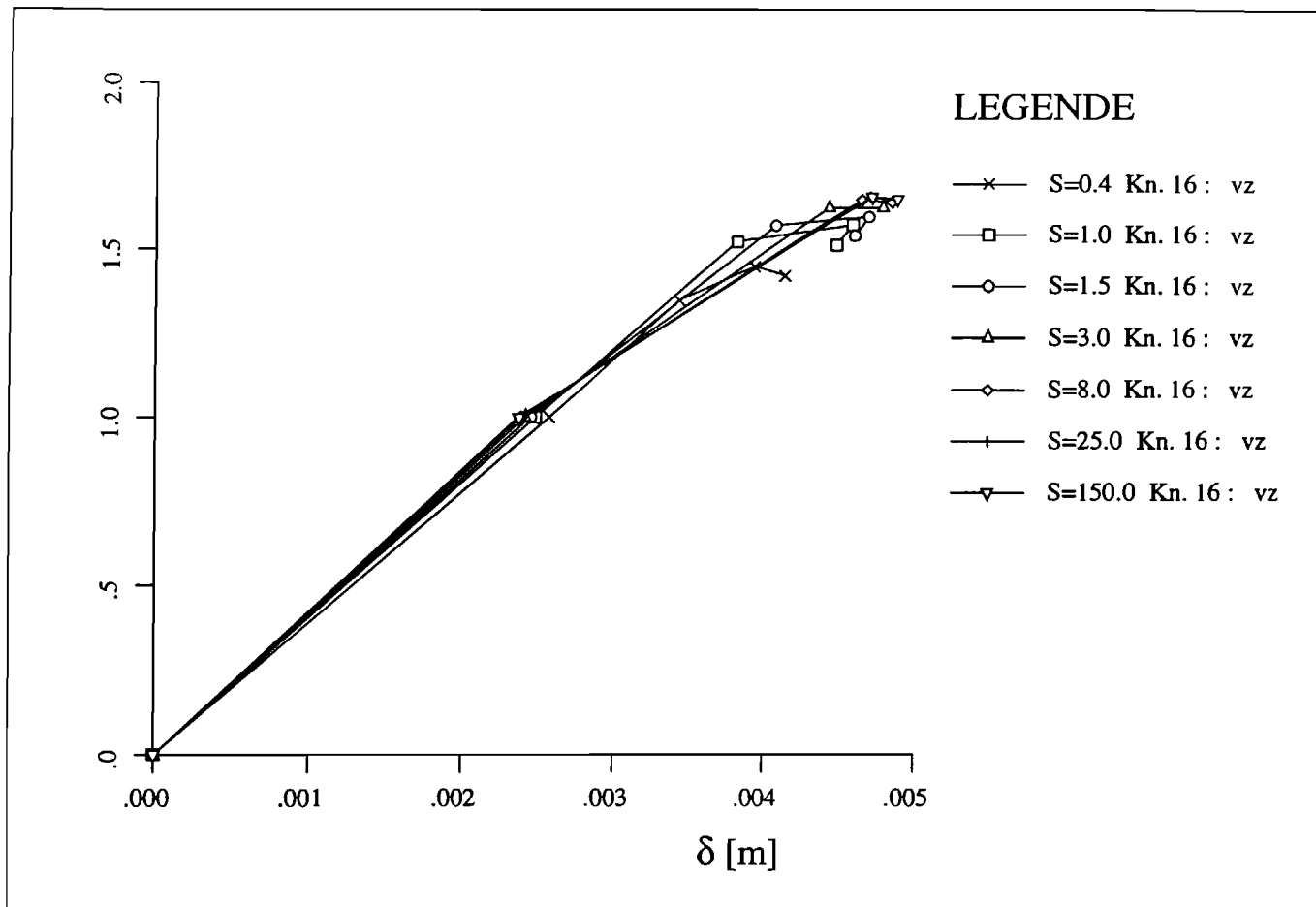
Teil C

3D-Darstellung der Maximalverformungen für alle Parameterkombinationen

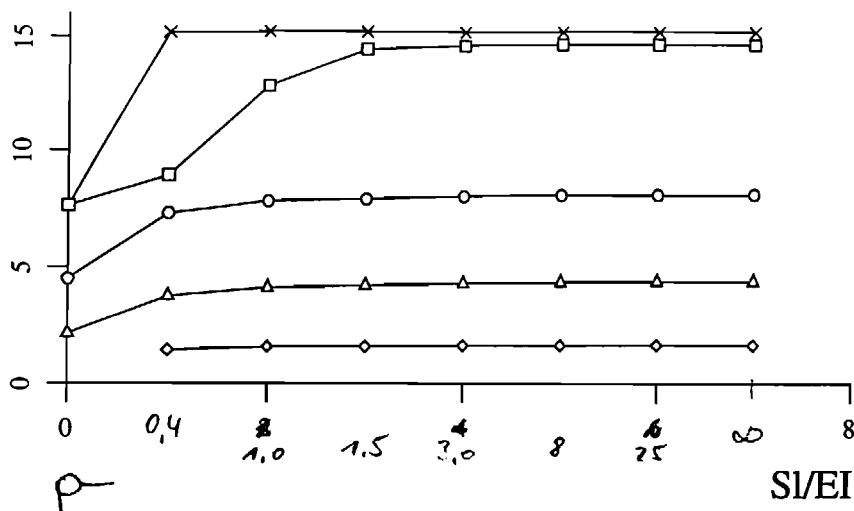








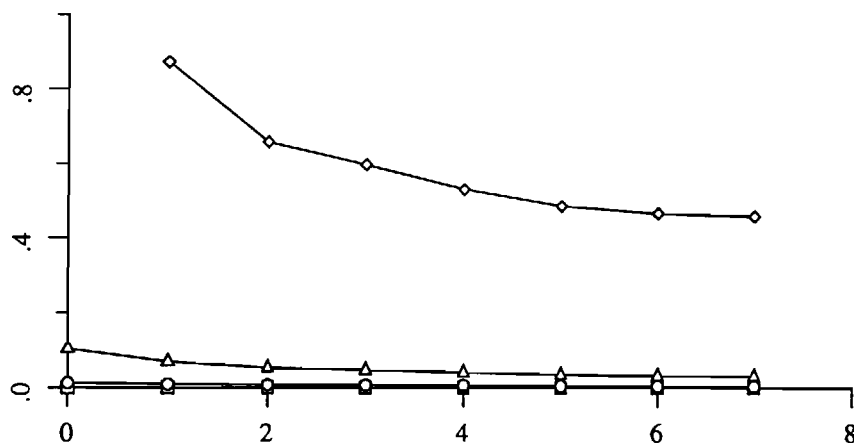
Traglast



LEGENDE

- x— k=0.0
- k=0.2
- k=1.0
- △— k=2.0
- ◇— k=5.0

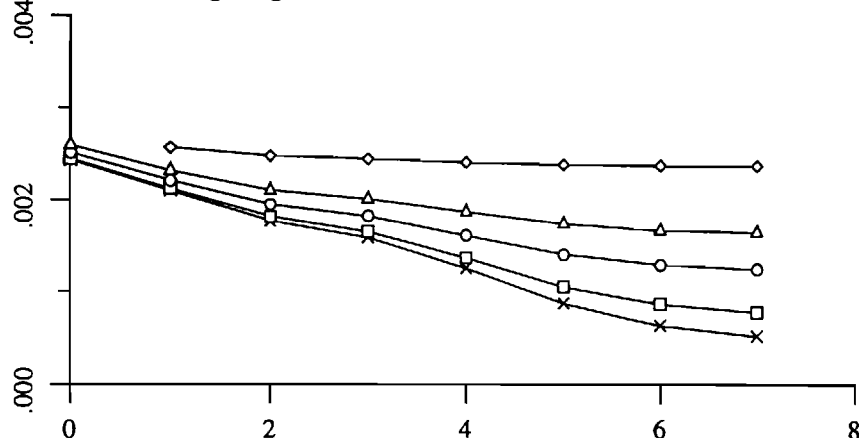
horiz. Verschiebung



LEGENDE

- x— k=0.0
- k=0.2
- k=1.0
- △— k=2.0
- ◇— k=5.0

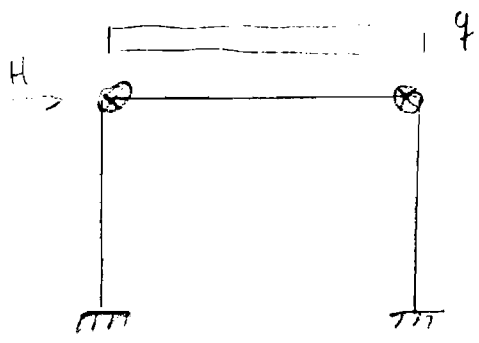
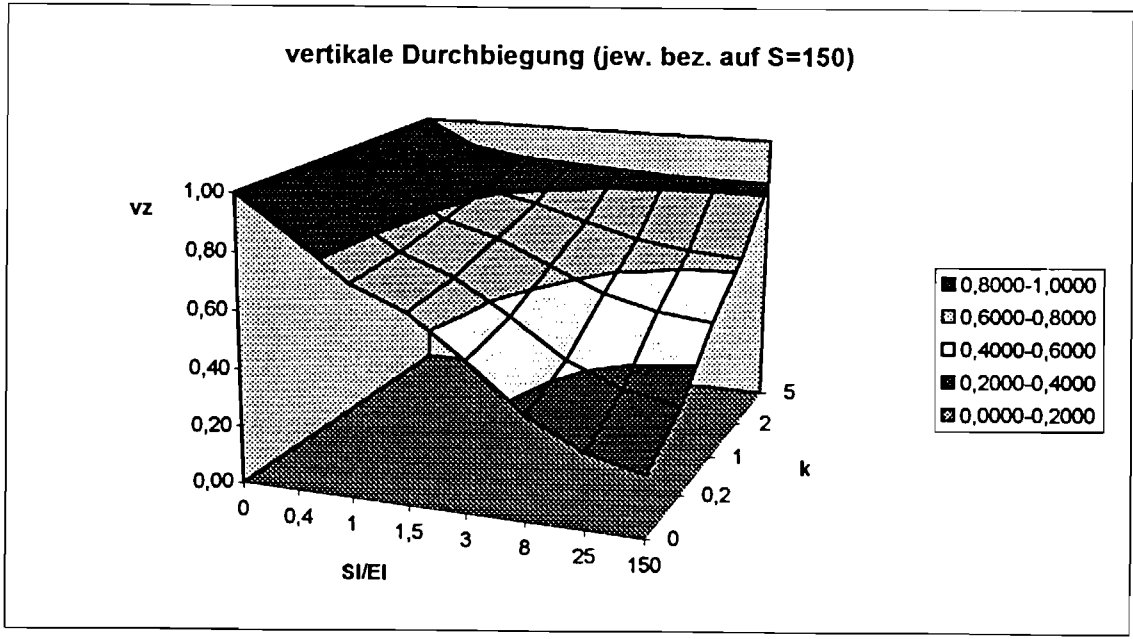
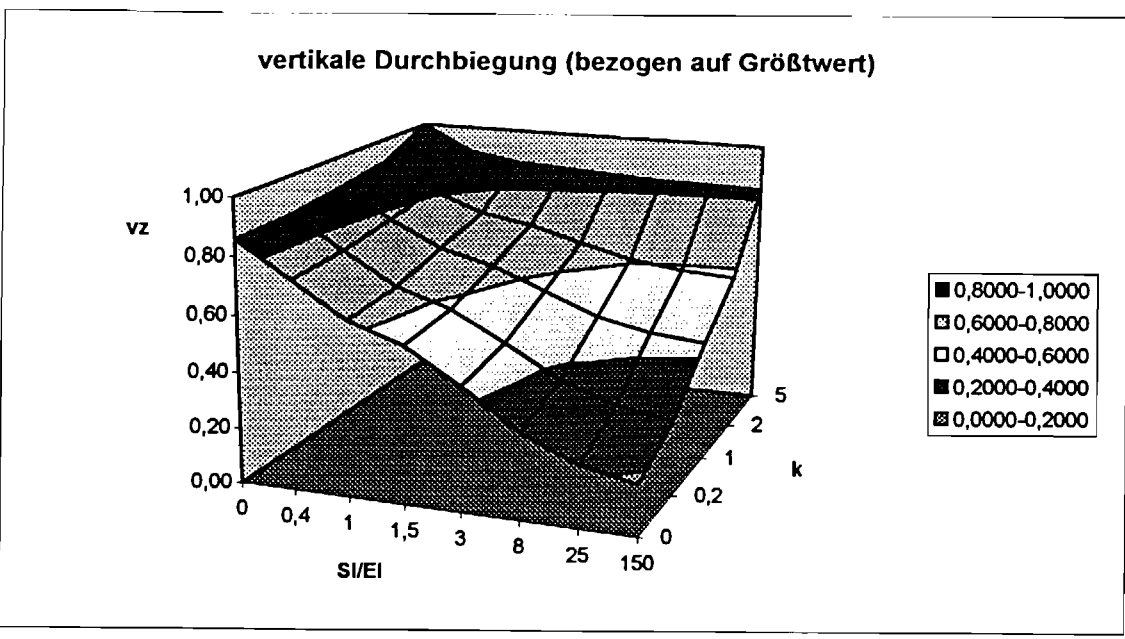
vert. Durchbiegung



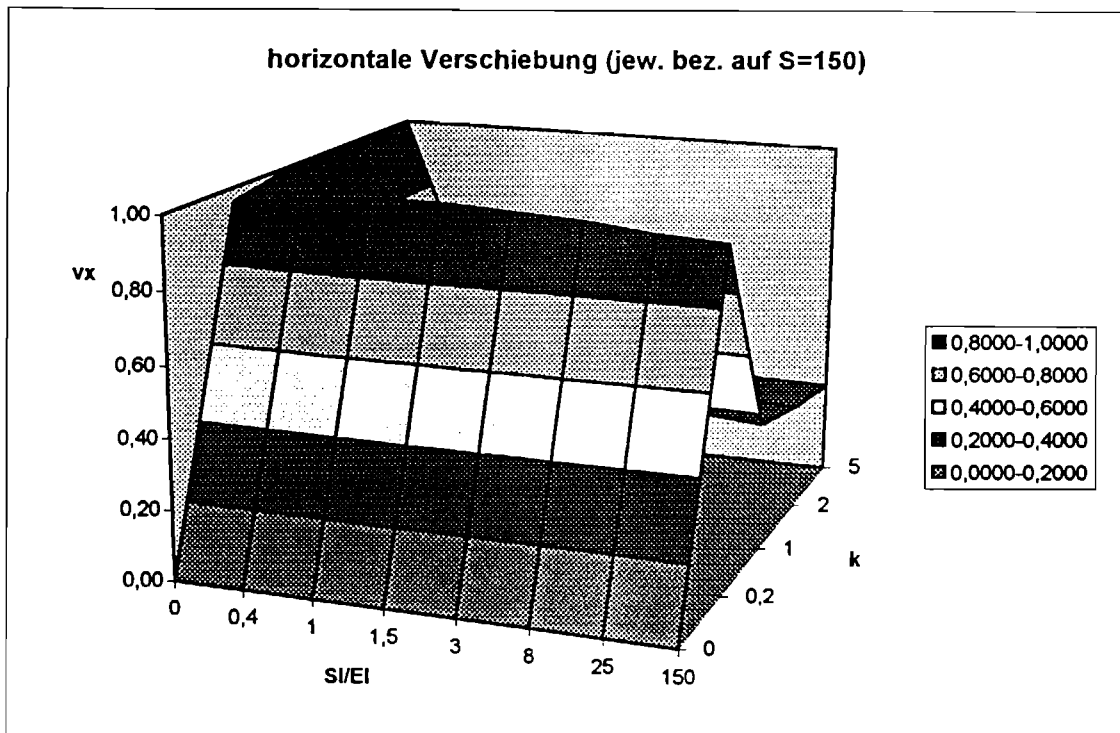
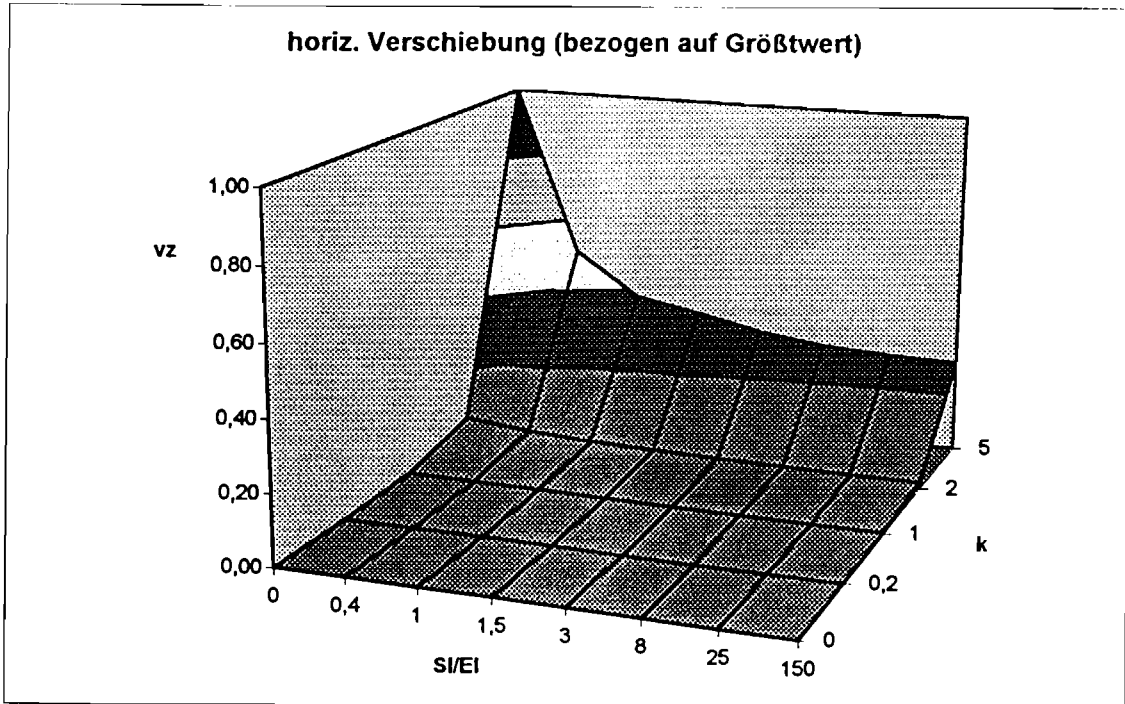
LEGENDE

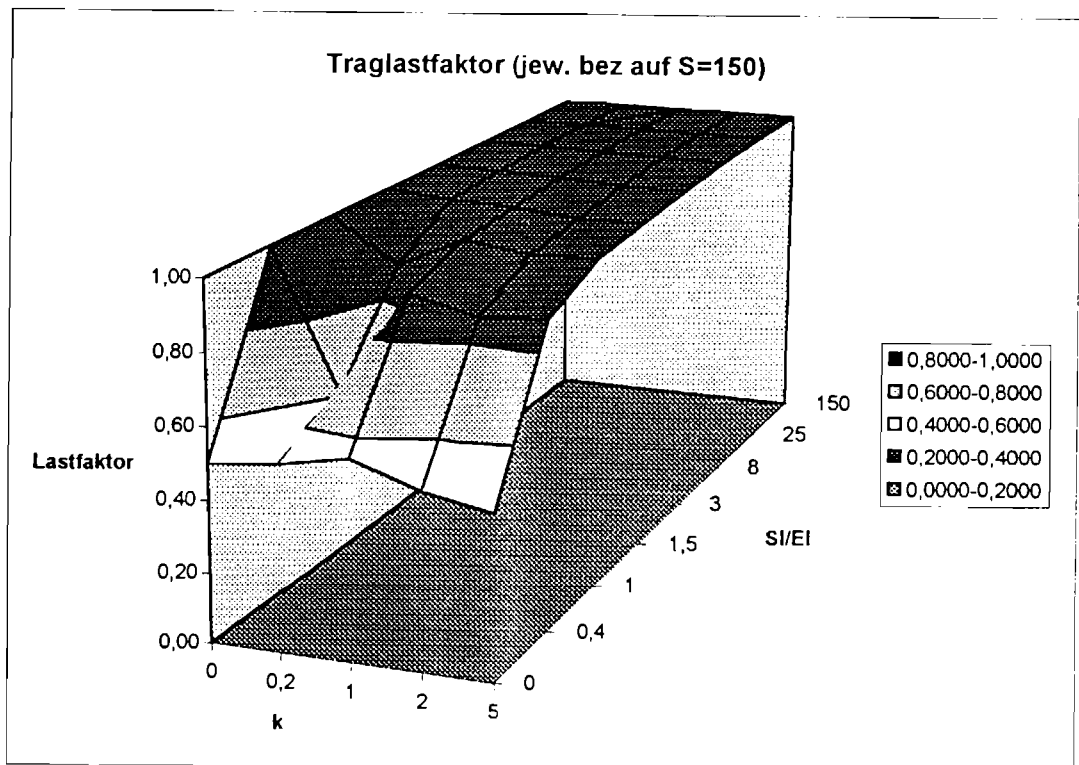
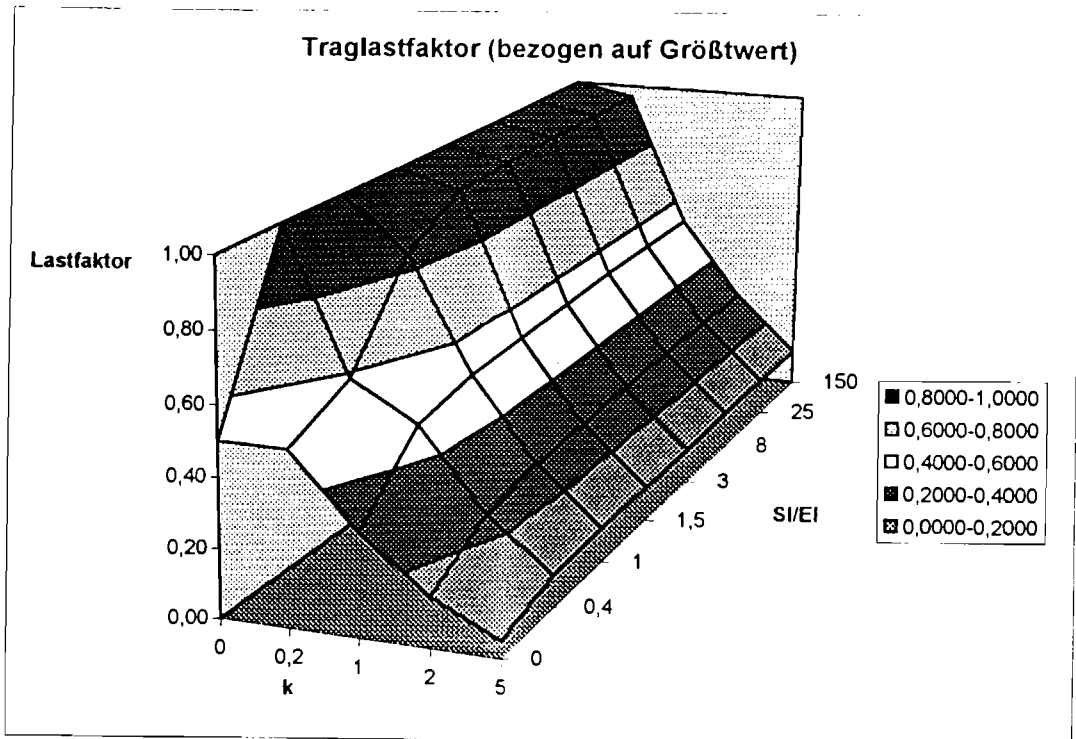
- x— k=0.0
- k=0.2
- k=1.0
- △— k=2.0
- ◇— k=5.0

XY v_z



XY vx



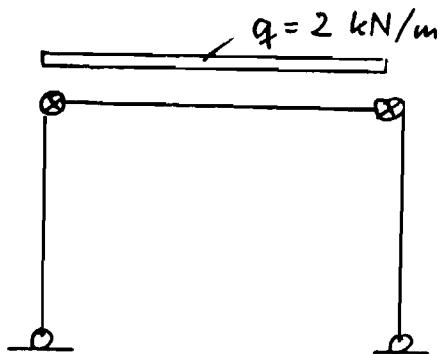


Anlage 5

Parameteruntersuchungen

Auswertung Rahmen 2

System und Belastung Rahmen 2



IPE 360, St 37
 $I = 16270 \text{ cm}^4$
 $M_{pl} = 244,8 \text{ kNm}$

Parameter:

a) Rahmenkennzahl k

h [m]	0,0	1,0	5,0	10,0	25,0
k	0	0,2	1,0	2,0	5

b) Anschlußsteifigkeit S [kNm/rad]

S		2734	6833	10250	20500	54667	170835	1e7
$S \cdot I / EI$		0,4	1,0	1,5	3	8	25	∞

Erläuterungen:

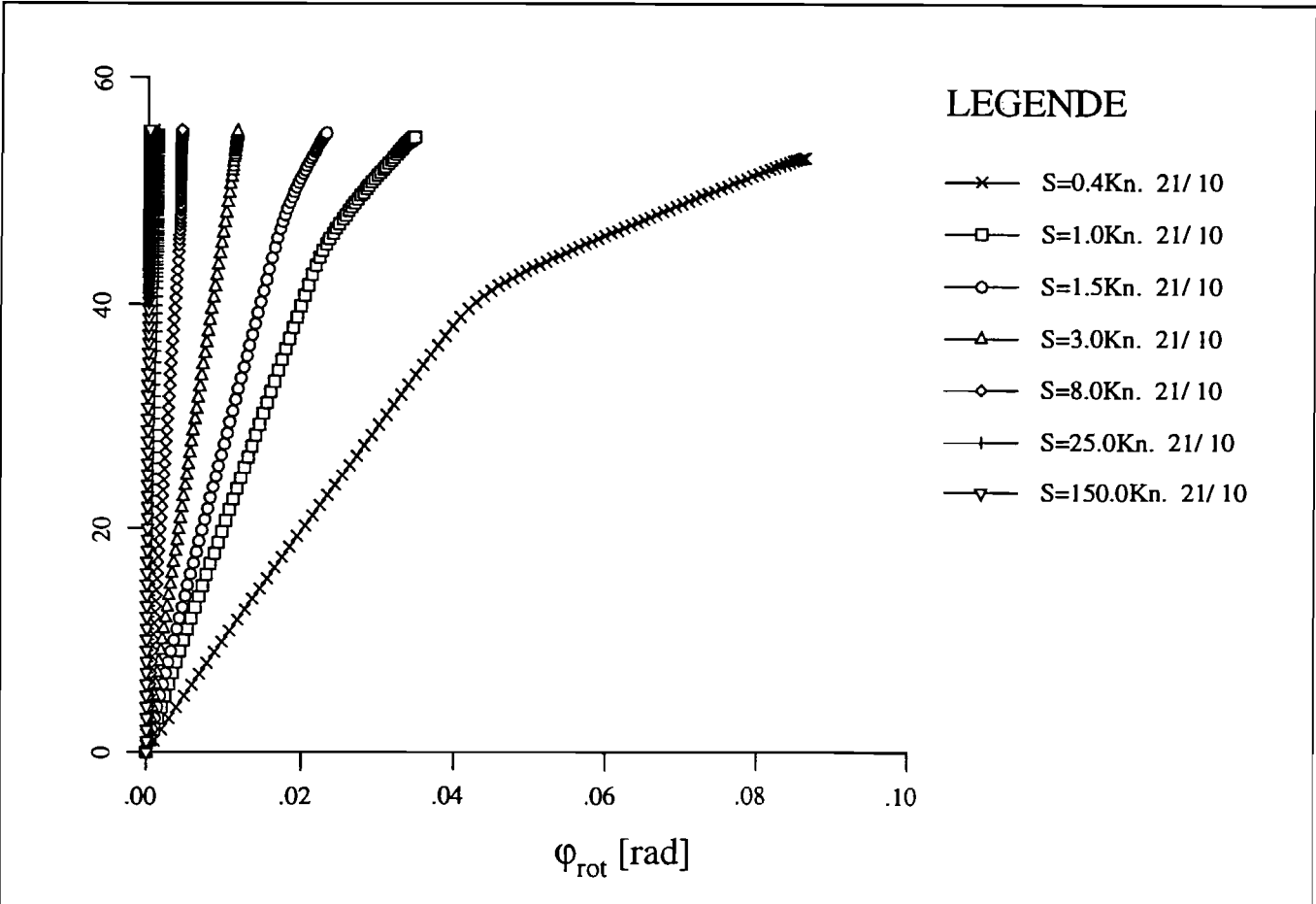
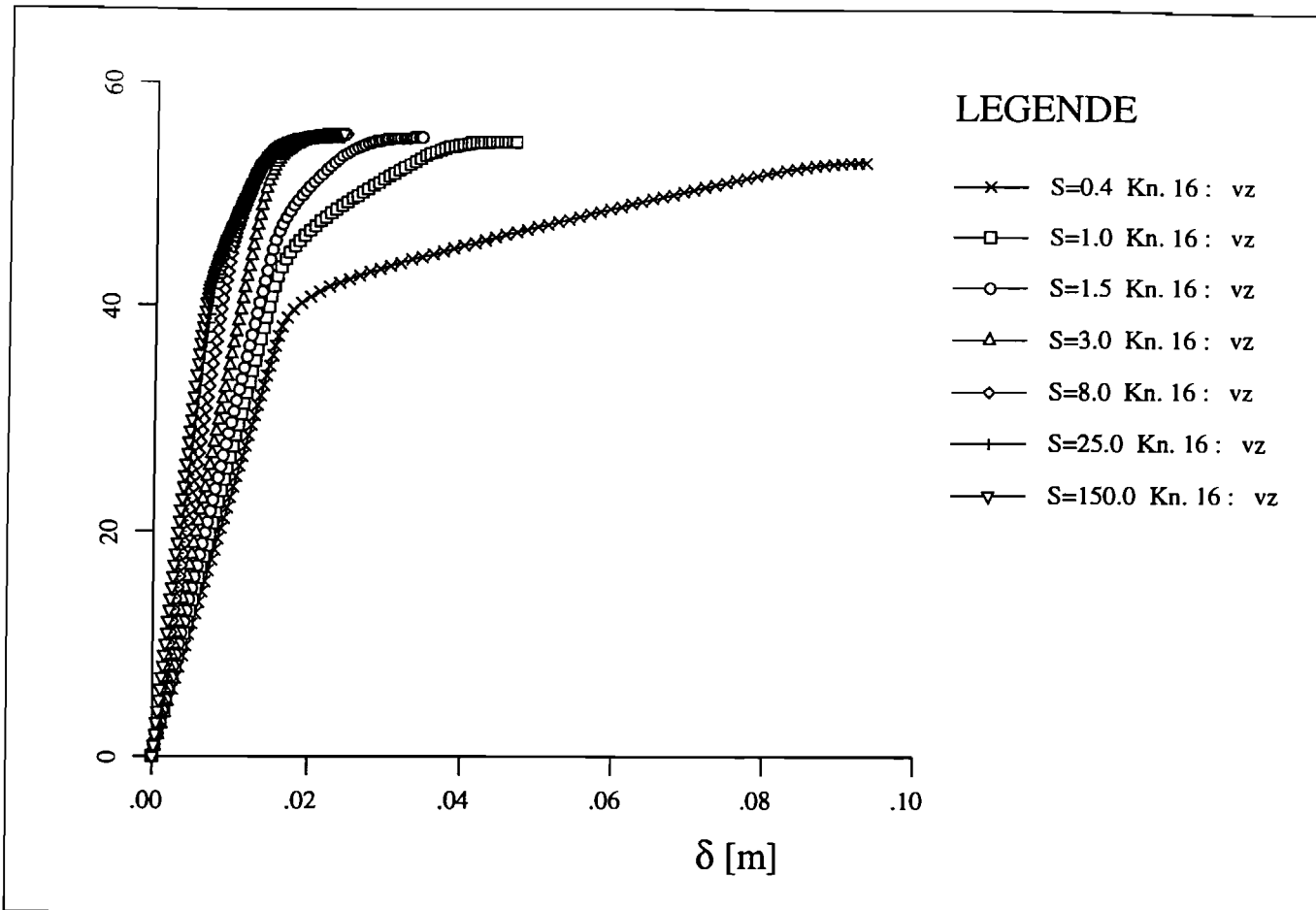
Teil A Zunächst sind die Systemantworten für die Rahmen dargestellt. Jeweils werden für konstante Rahmenkennwerte ' k ' die Steifigkeiten ' S ' systematisch variiert.

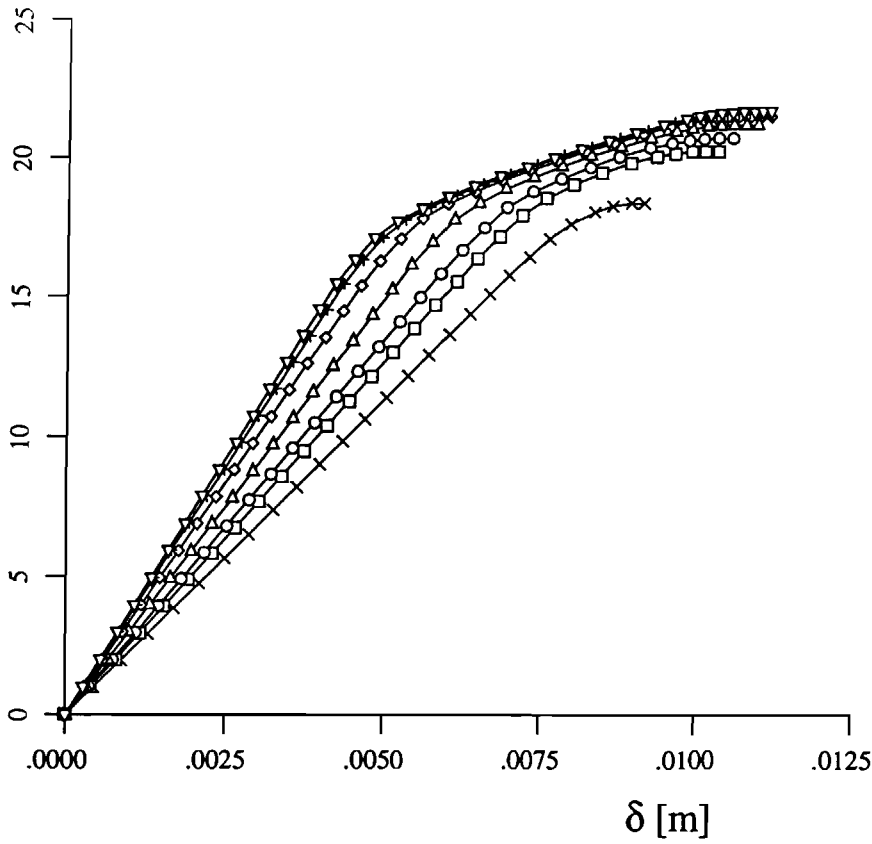
Diagramm oben: Traglastfaktor über maßgebender Verformung (siehe jeweils Legende).

Diagramm unten: Traglastfaktor über Rotation der Anschlüsse

Teil B Zusammenfassung aller Ergebnisse: Traglastfaktor (Maximalwert der einzelnen Berechnungen) über der bezogenen Steifigkeit, jeweils für konstante k -Werte.

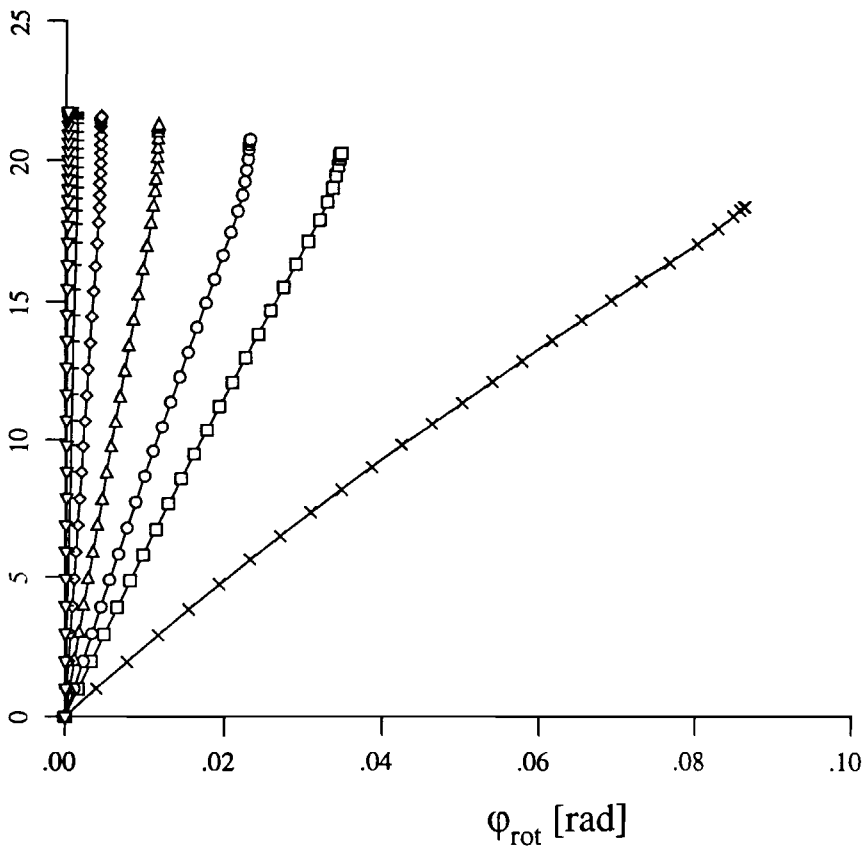
Teil C 3D-Darstellung der Maximalverformungen für alle Parameterkombinationen





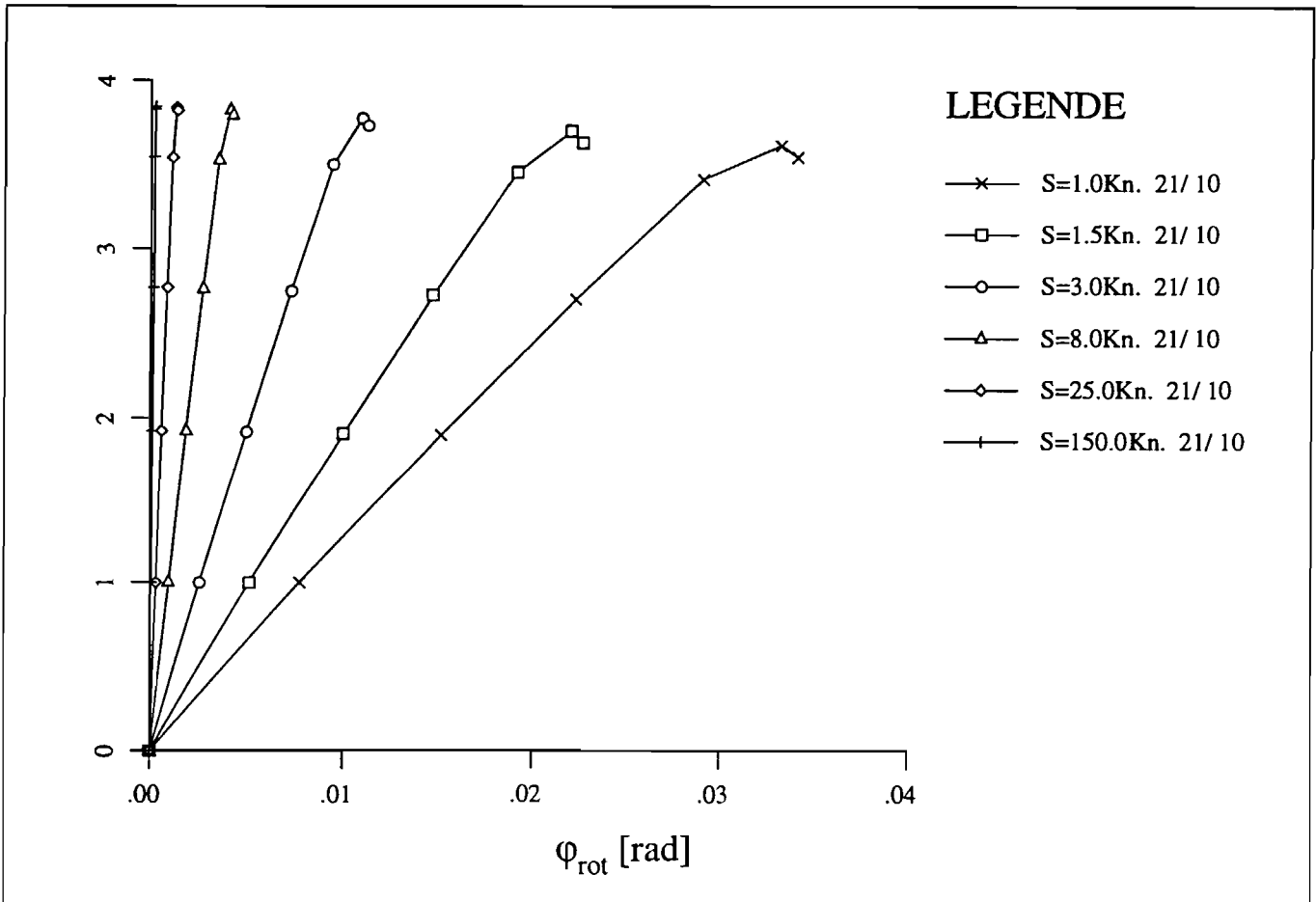
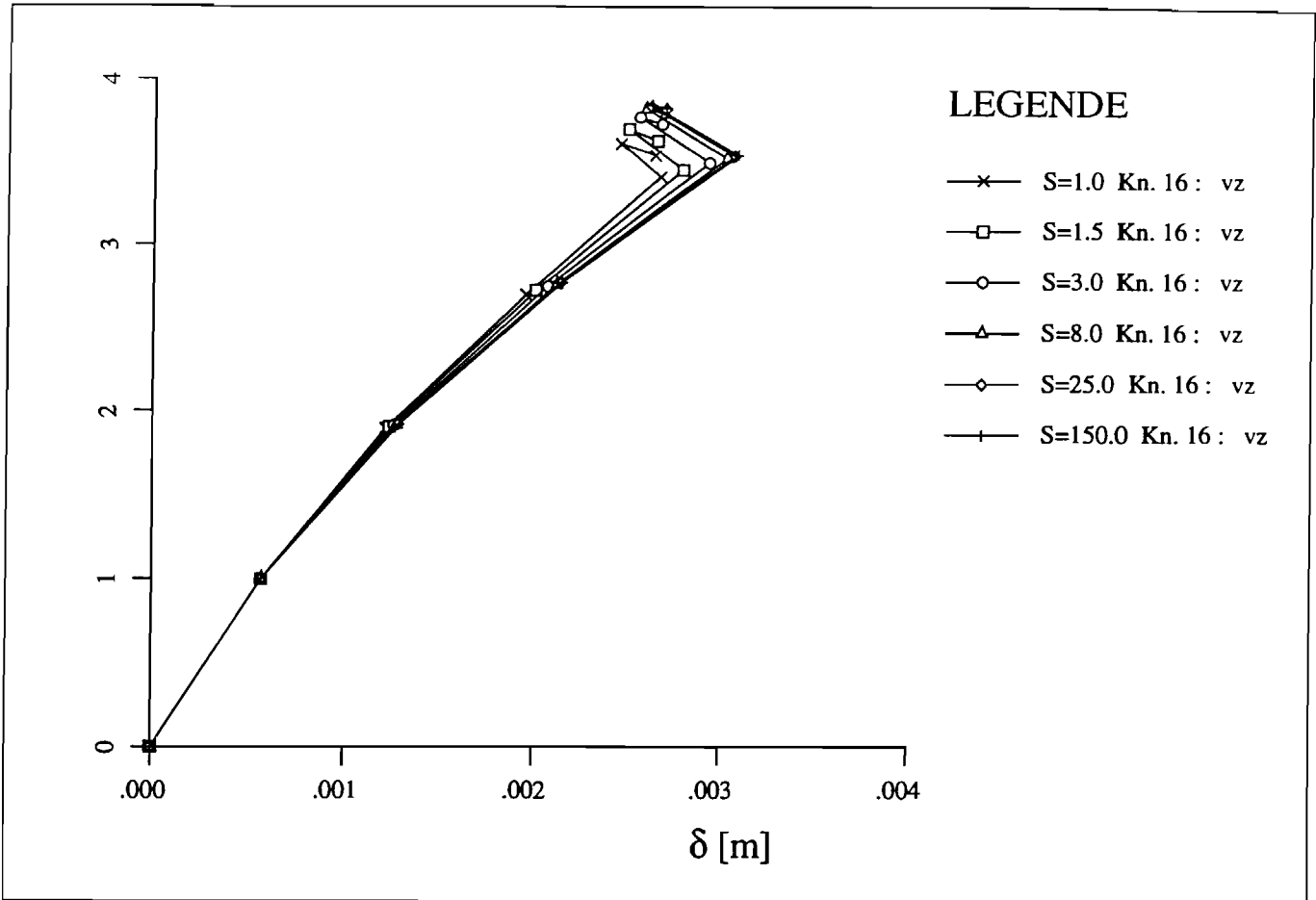
LEGENDE

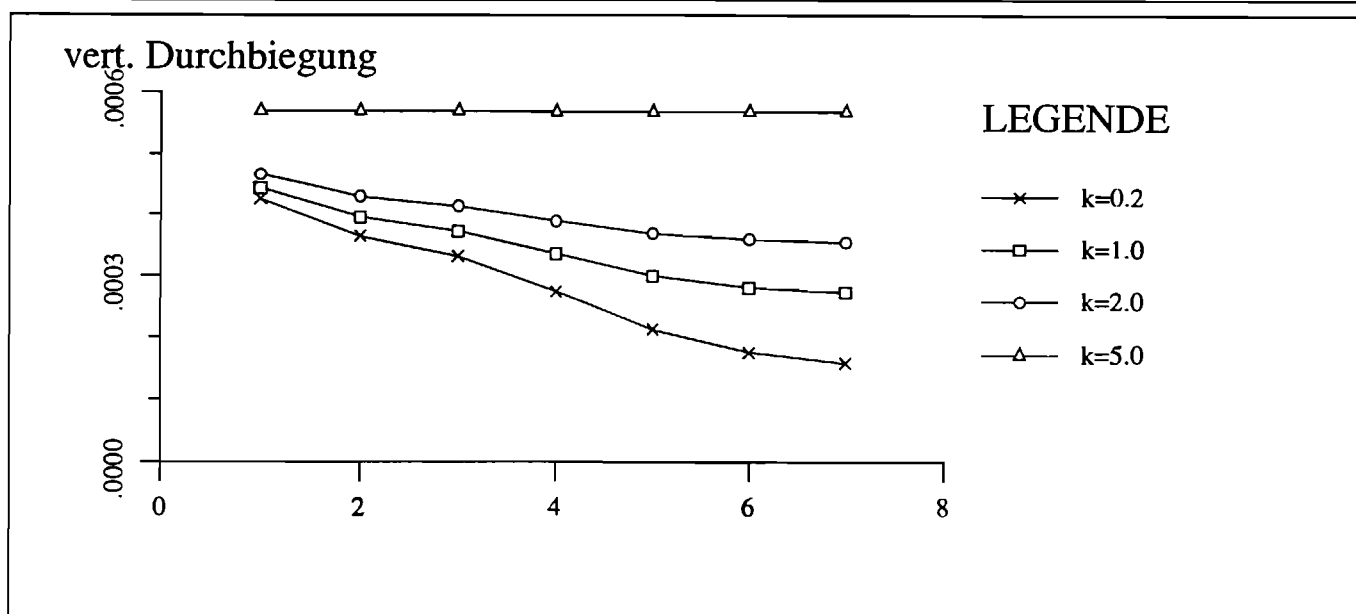
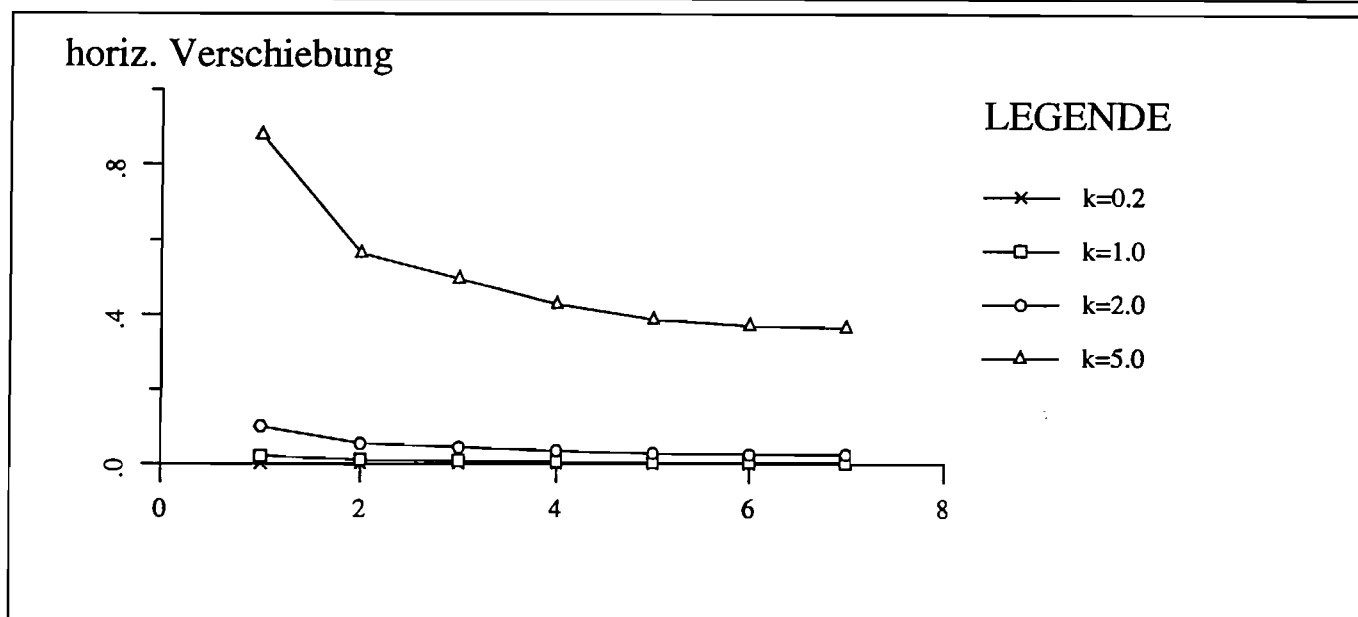
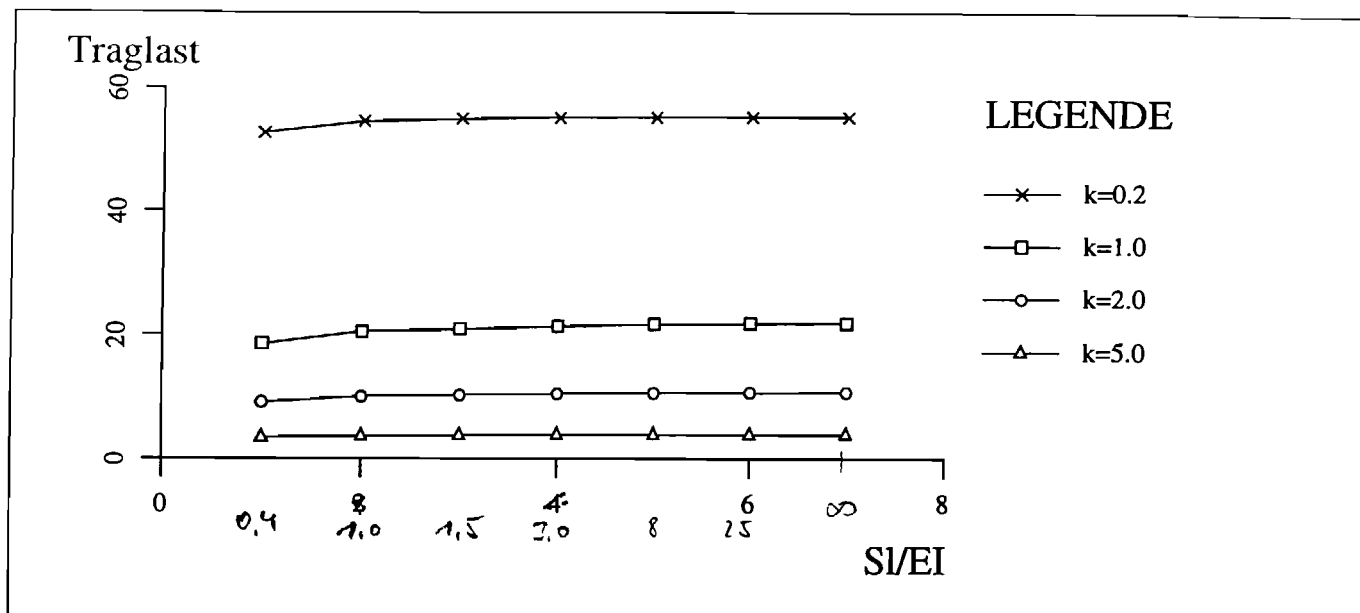
- ×— $S=0.4$ Kn. 16 : v_z
- $S=1.0$ Kn. 16 : v_z
- $S=1.5$ Kn. 16 : v_z
- △— $S=3.0$ Kn. 16 : v_z
- ◇— $S=8.0$ Kn. 16 : v_z
- +— $S=25.0$ Kn. 16 : v_z
- ▽— $S=150.0$ Kn. 16 : v_z



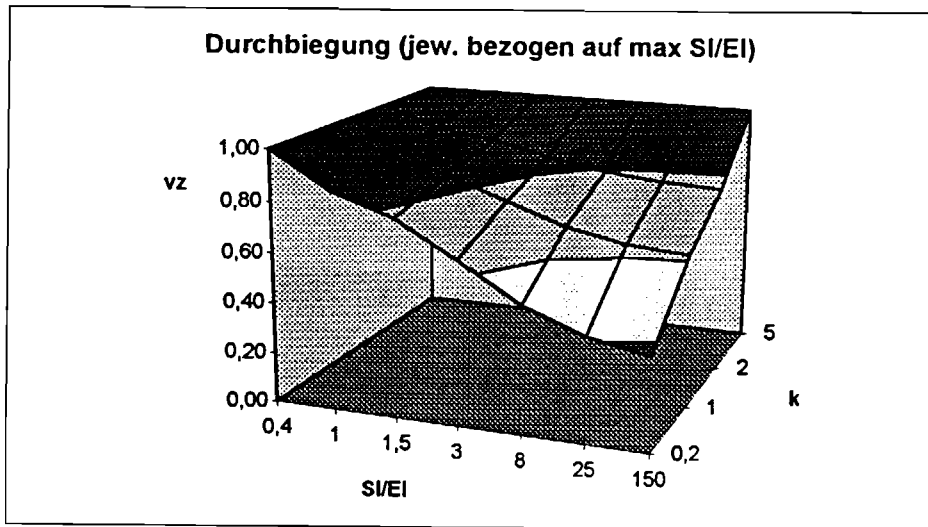
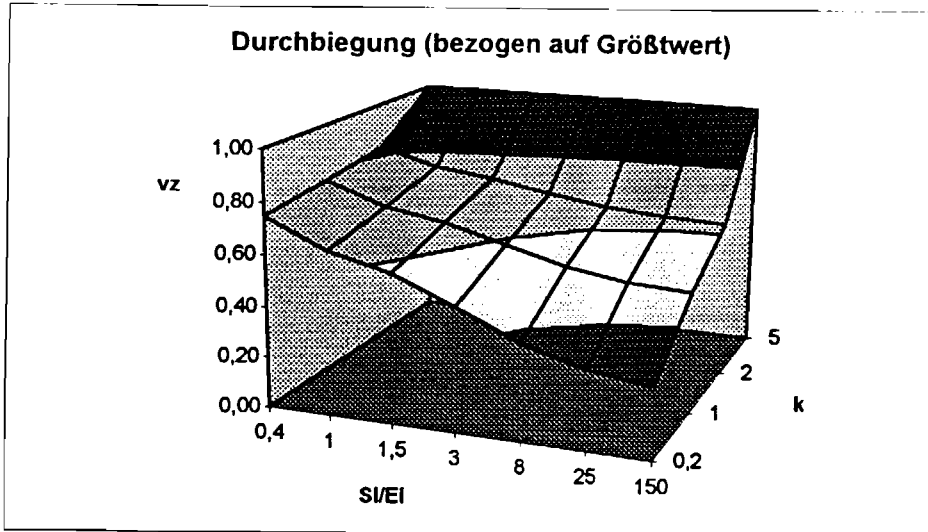
LEGENDE

- ×— $S=0.4$ Kn. 21/ 10
- $S=1.0$ Kn. 21/ 10
- $S=1.5$ Kn. 21/ 10
- △— $S=3.0$ Kn. 21/ 10
- ◇— $S=8.0$ Kn. 21/ 10
- +— $S=25.0$ Kn. 21/ 10
- ▽— $S=150.0$ Kn. 21/ 10

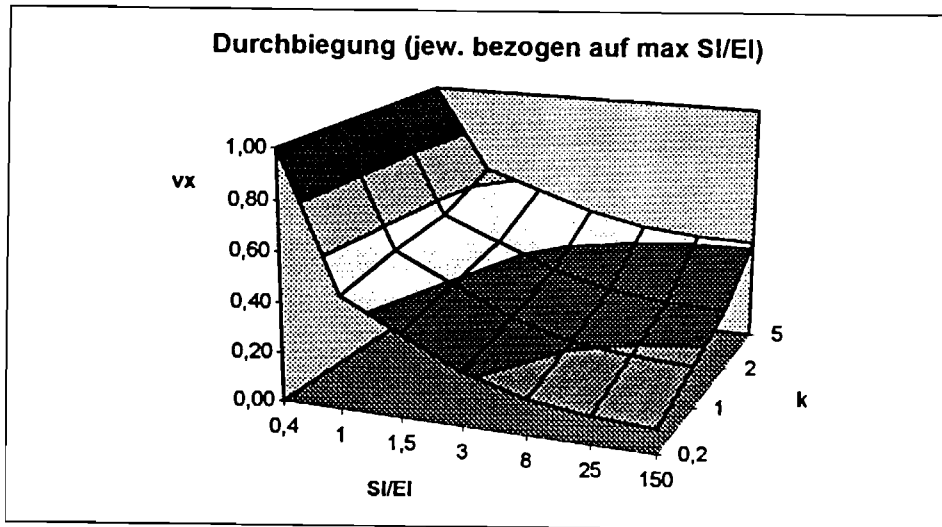
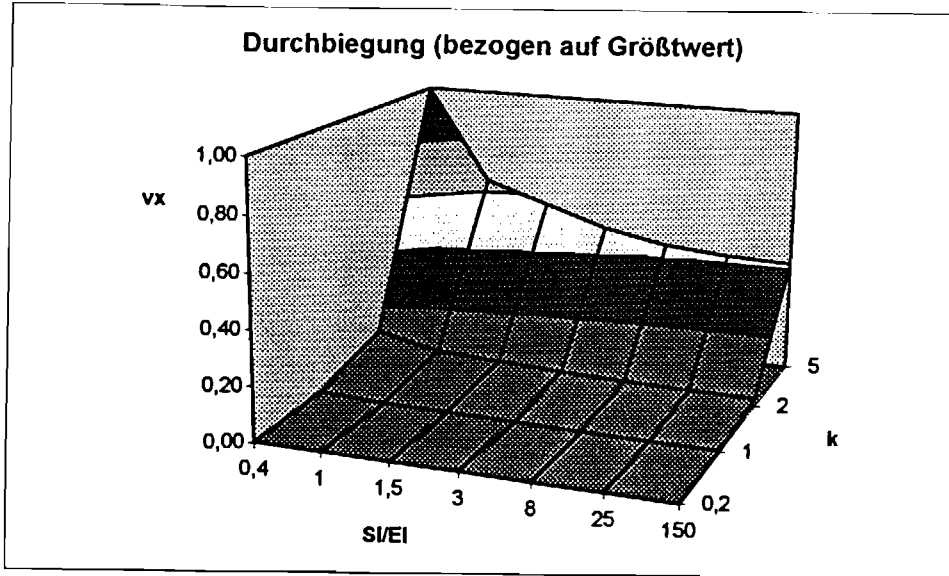


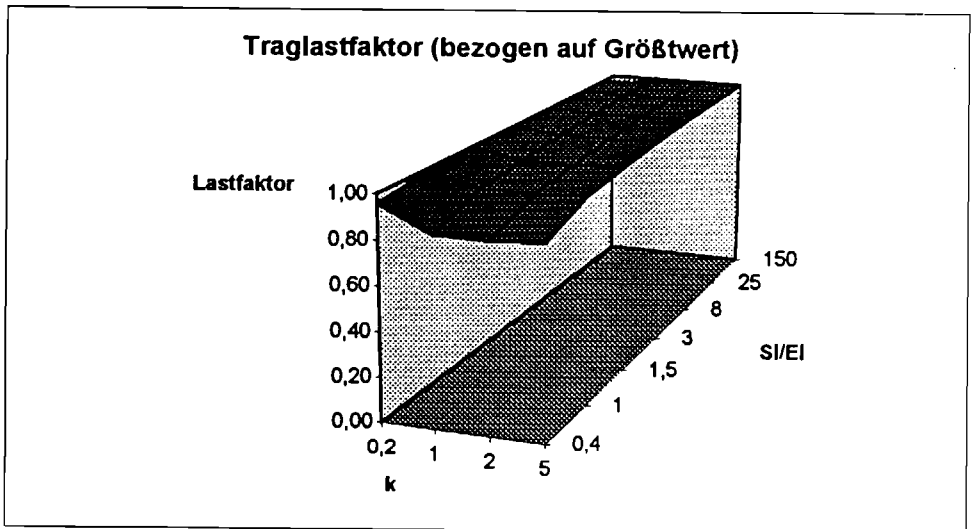
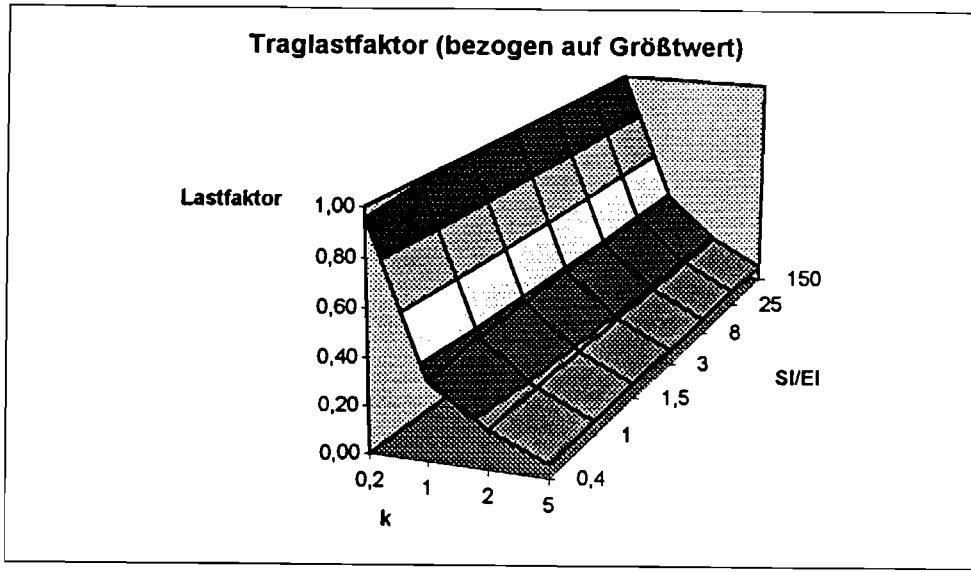


XY vz



XY vx





Anlage 6

Vergleich

**Tragfähigkeitsmodell Anhang J (neu)
mit Versuchsergebnissen**

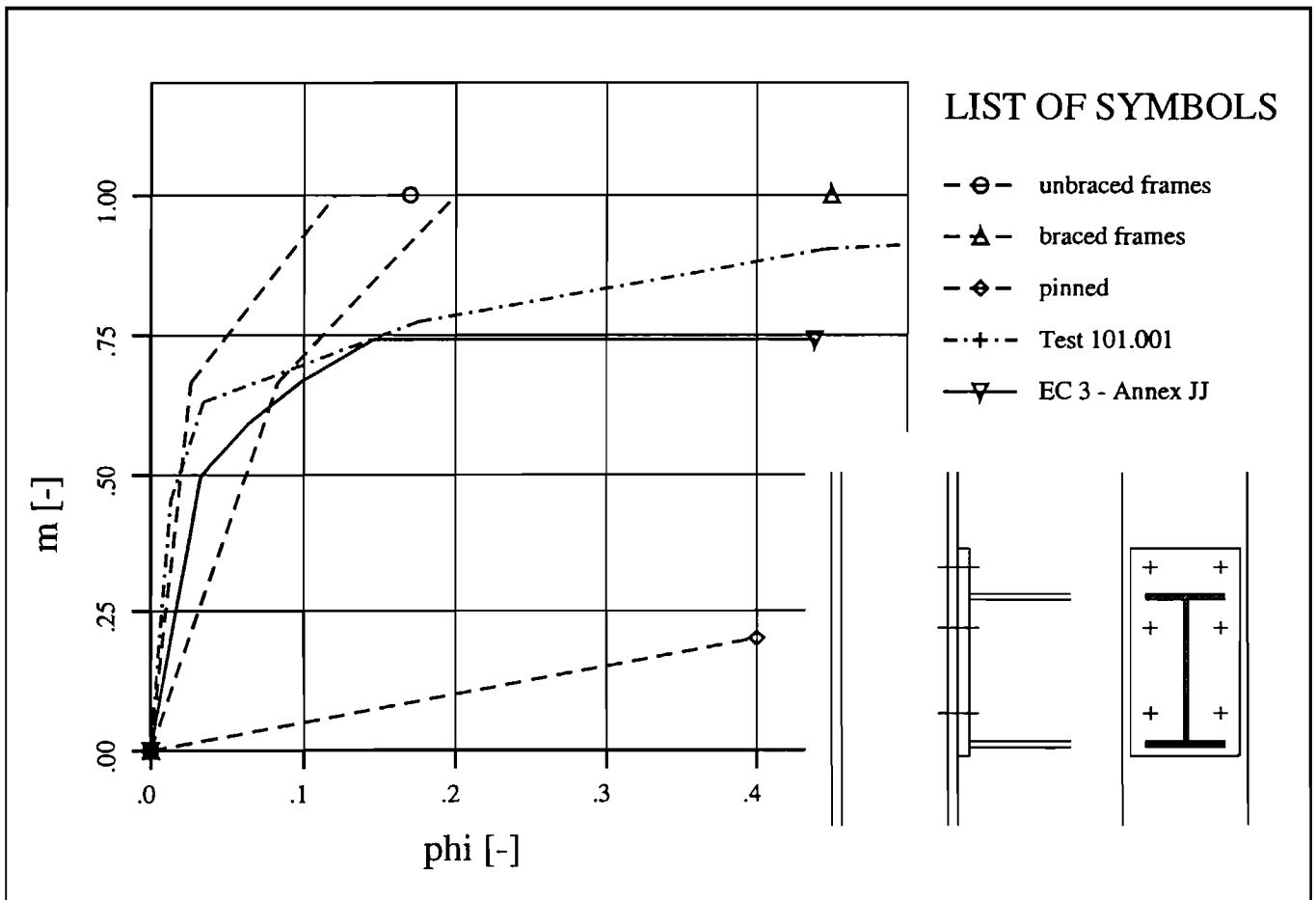
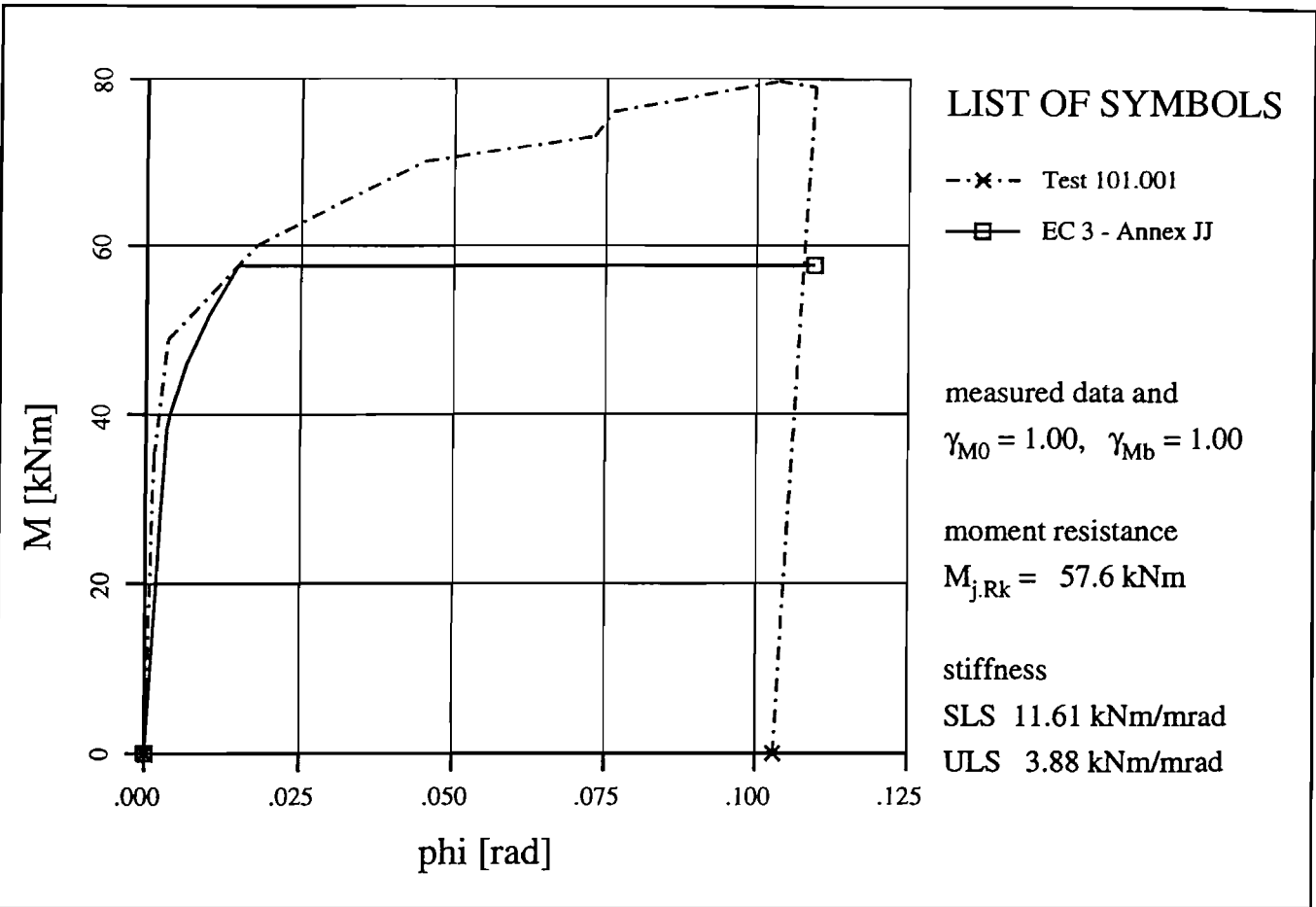
Vorbemerkungen:

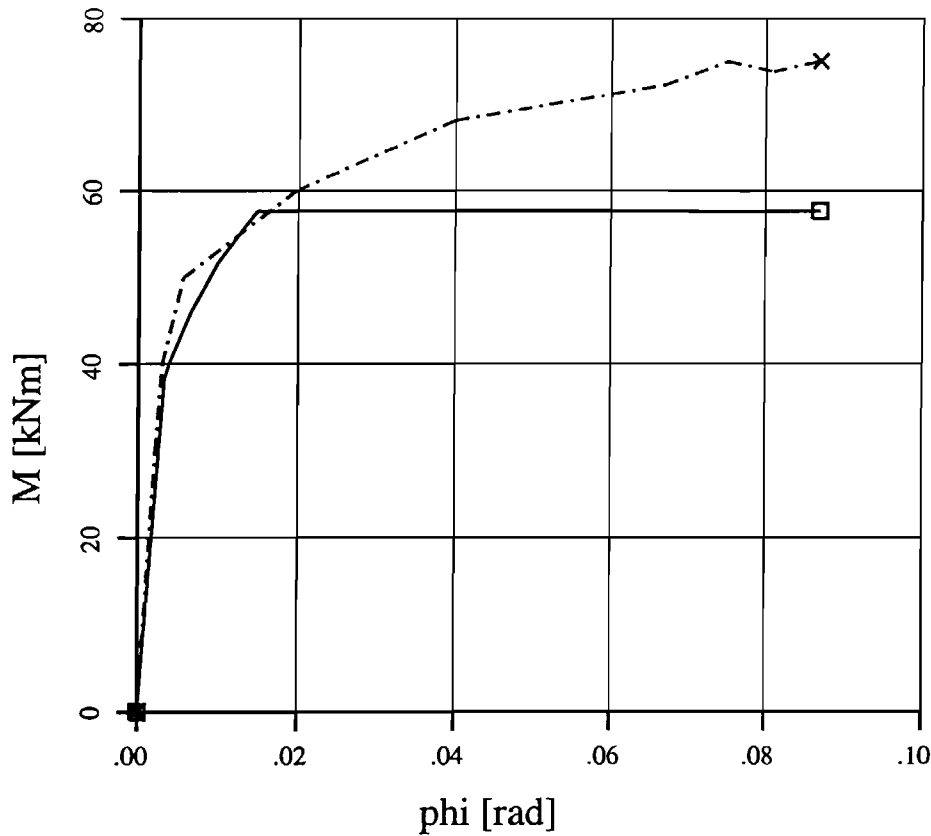
In der Anlage 6 werden Last-Verformungskurven nach dem neuen Modell im Anhang J des Eurocode 3 mit Versuchsergebnissen, die in dem Datenbanksystem SERICON gespeichert sind, verglichen. Für die Berechnungen nach dem Modell Anhang J wurden für alle Eingangsgrößen (Material und Geometrie) gemessene Größen benutzt, sofern diese in der Datenbank vorliegen.

In den Diagrammen ist zunächst oben jeweils die absoluten Last-Verformungskurven für den Versuch und die Modellrechnung (Moment in kNm über Rotation in rad) dargestellt. Im unteren Diagramm sind die gleichen Kurven dimensionslos aufgetragen (Definitionen für 'm' und 'phi' gemäß Eurocode 3 Teil 1.1 Kapitel 6.9). In diesen dimensionslosen Diagrammen sind auch die Grenzkurven für die Klassifizierung nach EC 3 eingezeichnet, die eine Einstufung hinsichtlich Steifigkeit (starr - verformbar - gelenkig) und Tragfähigkeit (volltragfähig - teiltragfähig - gelenkig) erlauben.

Zusätzlich sind hier die Versuchskörper maßstabgerecht dargestellt.

In den Legenden sind angegeben: die berücksichtigten Sicherheitsbeiwerte, die plastischen Tragfähigkeiten ($M_{j,Rk}$), die Anfangssteifigkeit ($S_{j,ini}$ für SLS), die Sekantensteifigkeit (S_j für ULS) sowie der Versagensmodus nach dem Berechnungsmodell.





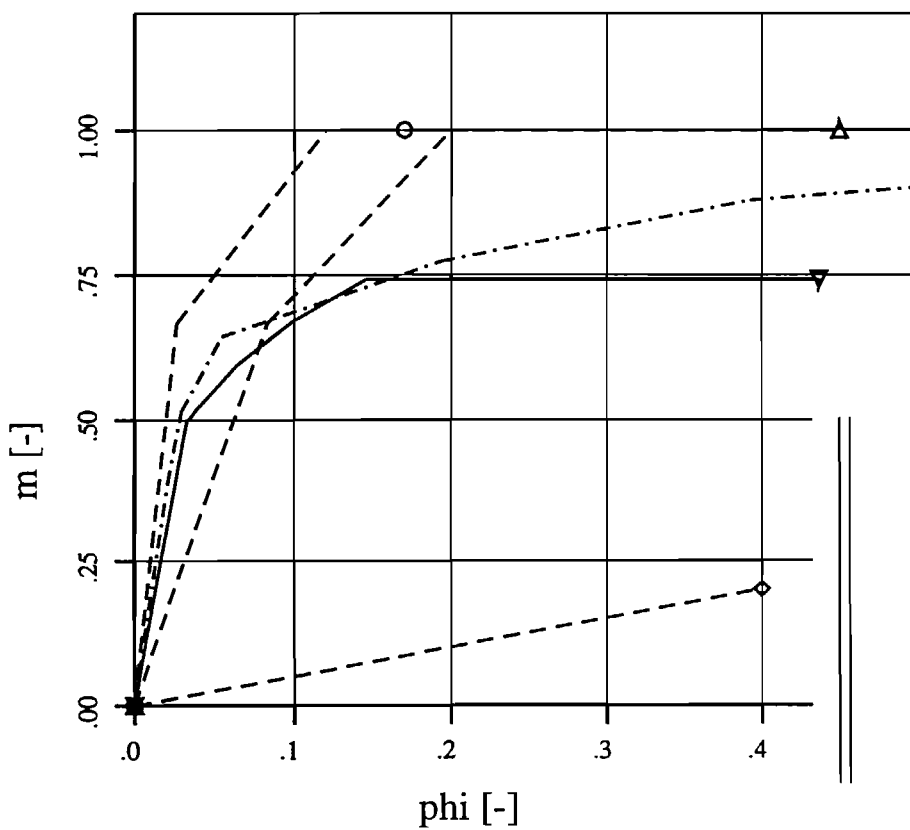
LIST OF SYMBOLS

- x-·- Test 101.004
- EC 3 - Annex JJ

measured data and
 $\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{Mb} = 1.00$

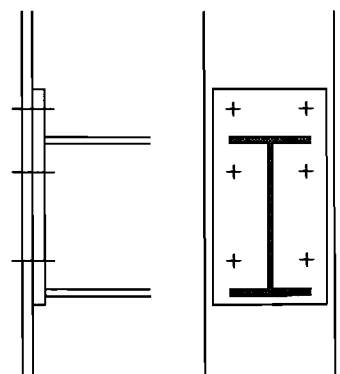
moment resistance
 $M_{j,RK} = 57.6$ kNm

stiffness
 SLS 11.61 kNm/mrad
 ULS 3.88 kNm/mrad



LIST OF SYMBOLS

- unbraced frames
- △- braced frames
- ◇- pinned
- +·- Test 101.004
- ▽- EC 3 - Annex JJ



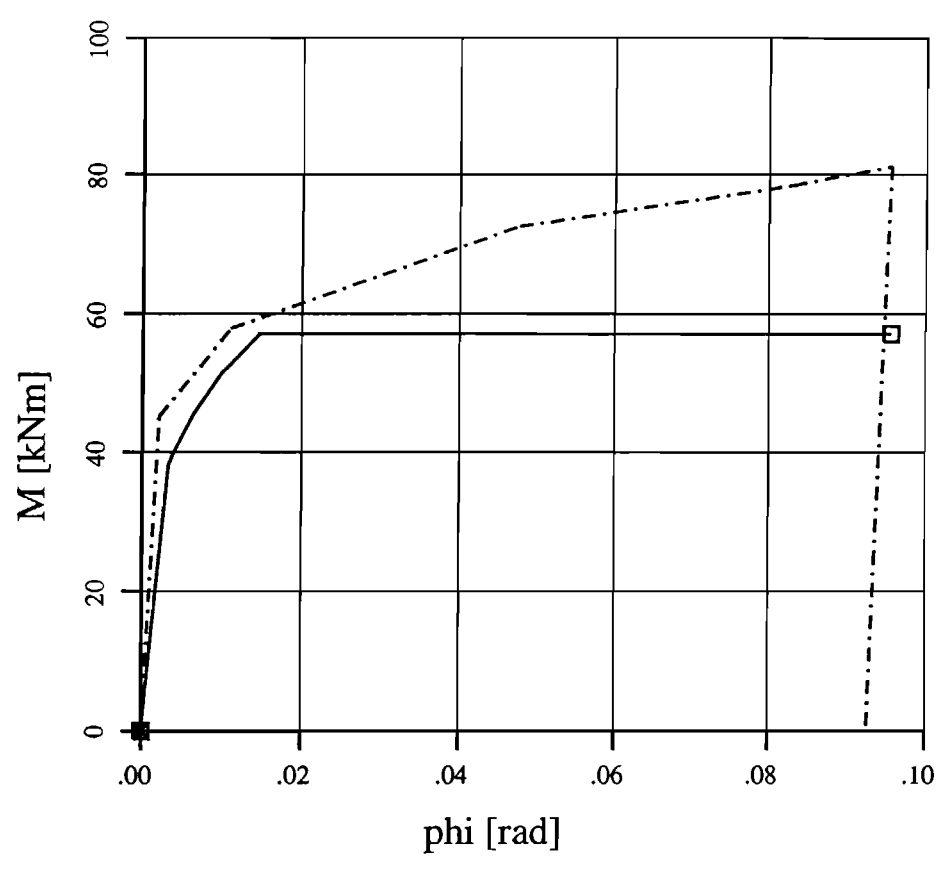
LIST OF SYMBOLS

- x-- Test 101.007
- EC 3 - Annex JJ

measured data and
 $\gamma_{M0} = 1.00, \gamma_{Mb} = 1.00$

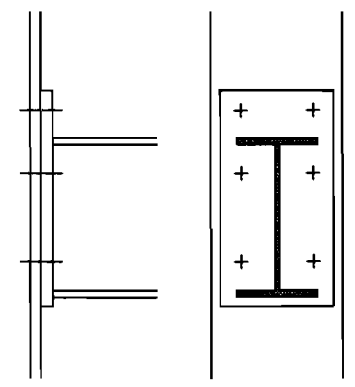
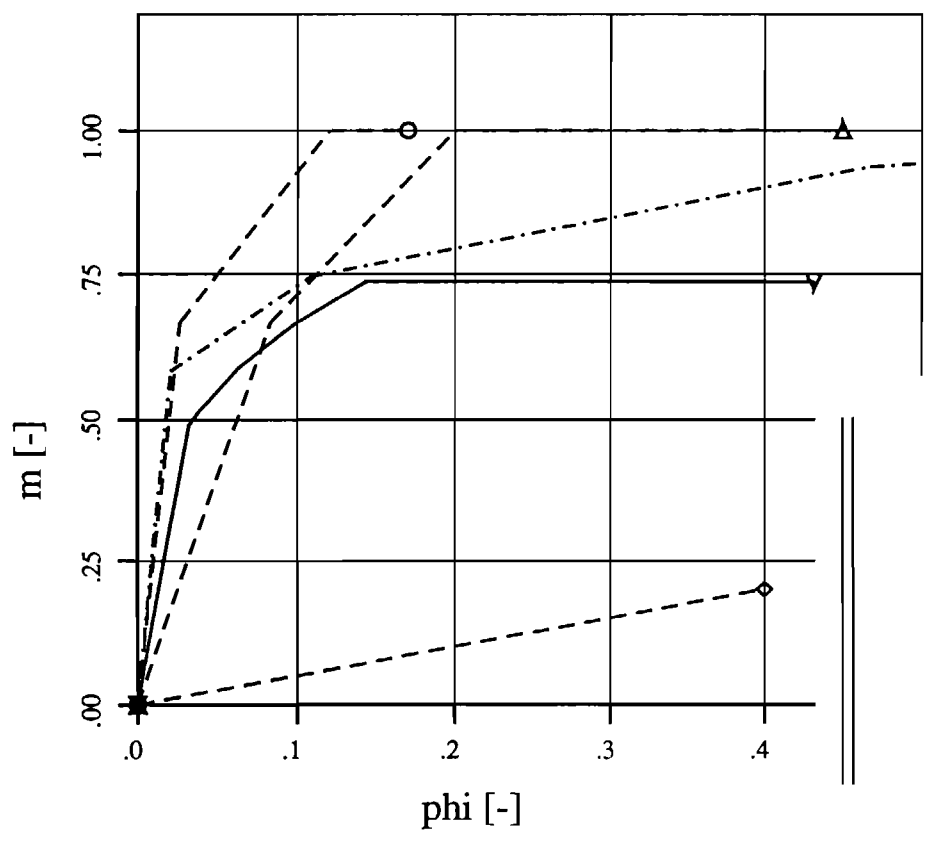
moment resistance
 $M_{j,Rk} = 57.1 \text{ kNm}$

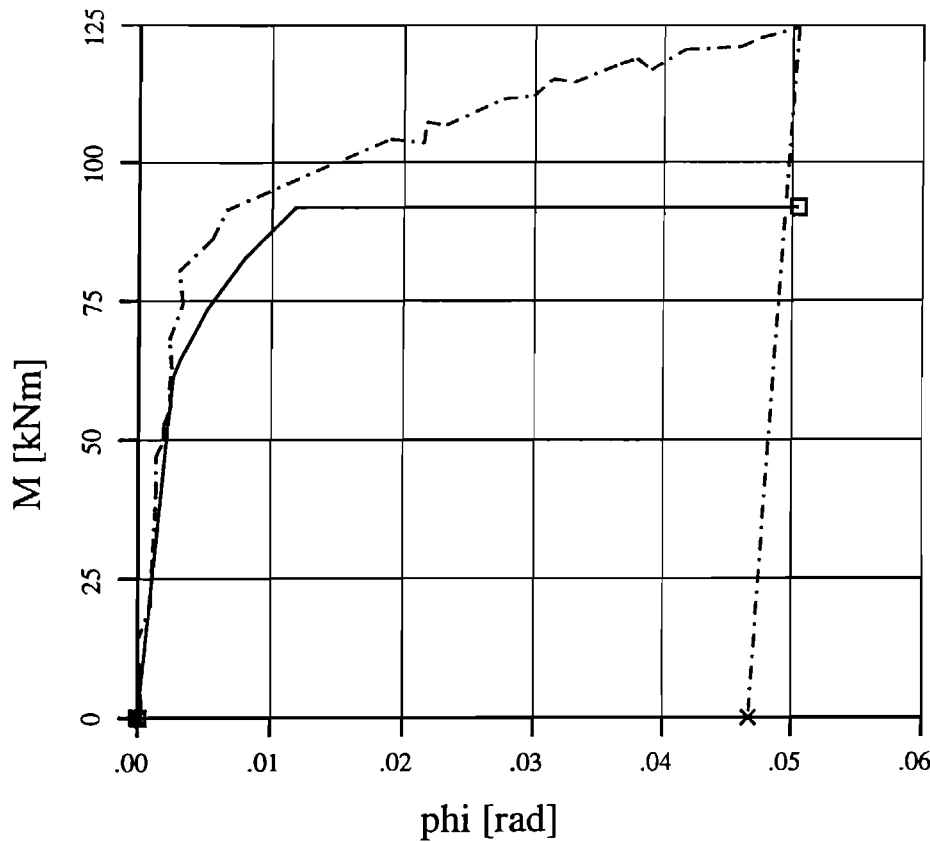
stiffness
 SLS 11.64 kNm/mrad
 ULS 3.89 kNm/mrad



LIST OF SYMBOLS

- unbraced frames
- ▲- braced frames
- ◇- pinned
- +-- Test 101.007
- ▽- EC 3 - Annex JJ





LIST OF SYMBOLS

--x-- Test 101.010

—□— EC 3 - Annex JJ

measured data and

$\gamma_{M0} = 1.00, \gamma_{Mb} = 1.00$

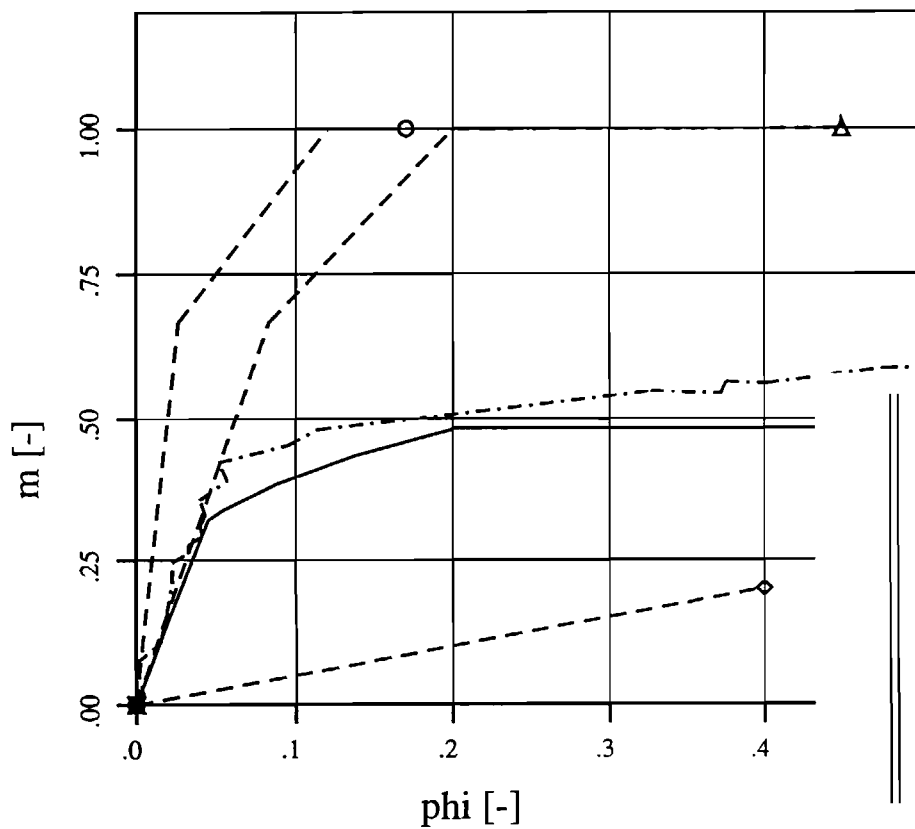
moment resistance

$M_{j,Rk} = 91.9 \text{ kNm}$

stiffness

SLS 23.34 kNm/mrad

ULS 7.81 kNm/mrad



LIST OF SYMBOLS

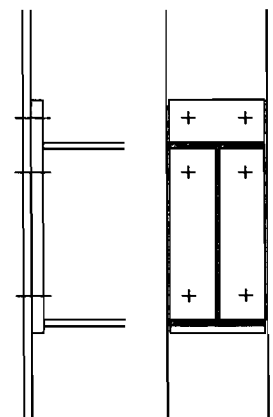
-○- unbraced frames

-△- braced frames

-◇- pinned

-·+·- Test 101.010

—▽— EC 3 - Annex JJ



LIST OF SYMBOLS

--x-- Test 101.013

—□— EC 3 - Annex JJ

measured data and

$$\gamma_{M0} = 1.00, \gamma_{Mb} = 1.00$$

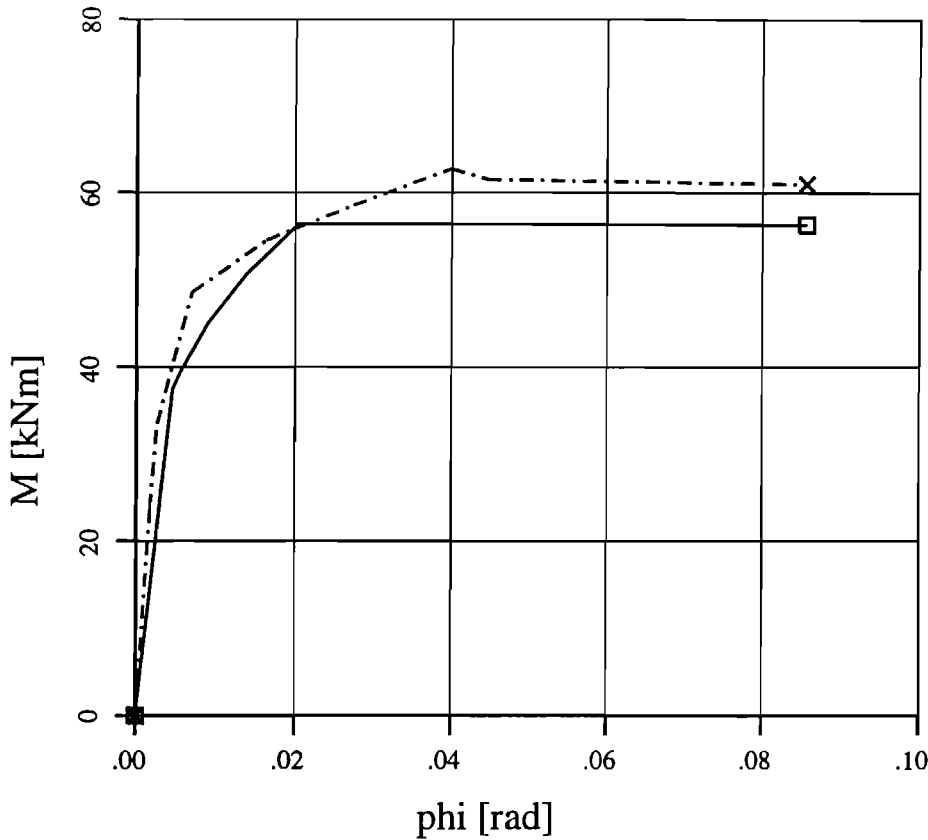
moment resistance

$$M_{j,Rk} = 56.3 \text{ kNm}$$

stiffness

$$\text{SLS } 8.24 \text{ kNm/mrad}$$

$$\text{ULS } 2.76 \text{ kNm/mrad}$$



LIST OF SYMBOLS

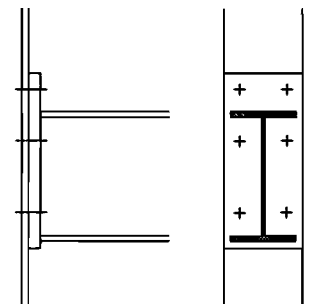
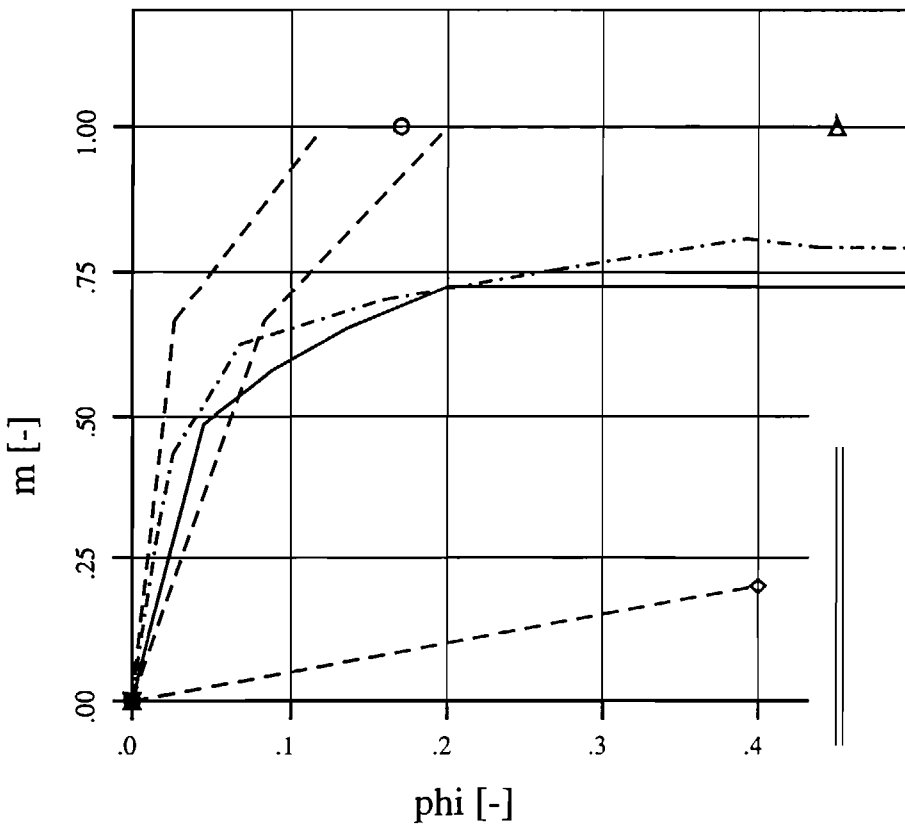
--○-- unbraced frames

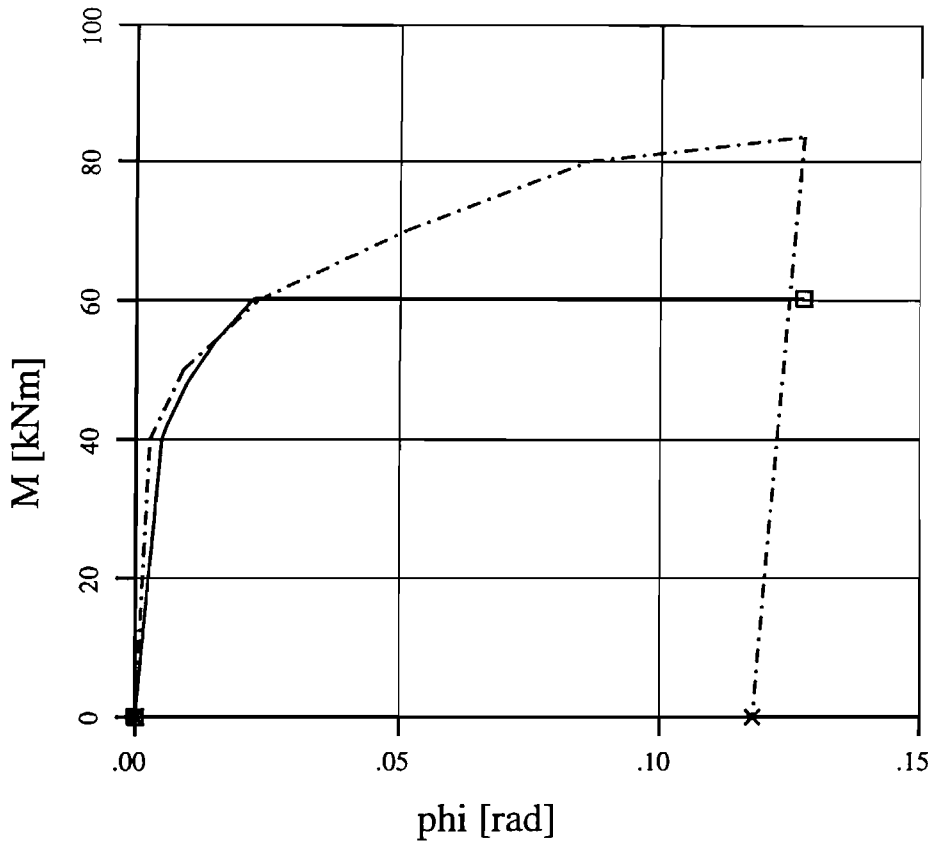
--△-- braced frames

--◇-- pinned

--+-- Test 101.013

--▽-- EC 3 - Annex JJ





LIST OF SYMBOLS

--x-- Test 101.014

—□— EC 3 - Annex JJ

measured data and

$\gamma_{M0} = 1.00, \gamma_{Mb} = 1.00$

moment resistance

$M_{j,Rk} = 60.3 \text{ kNm}$

stiffness

SLS 8.12 kNm/mrad

ULS 2.72 kNm/mrad

LIST OF SYMBOLS

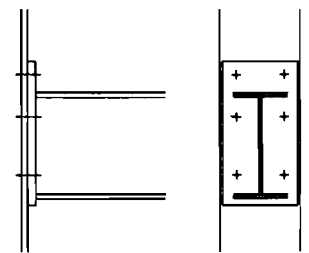
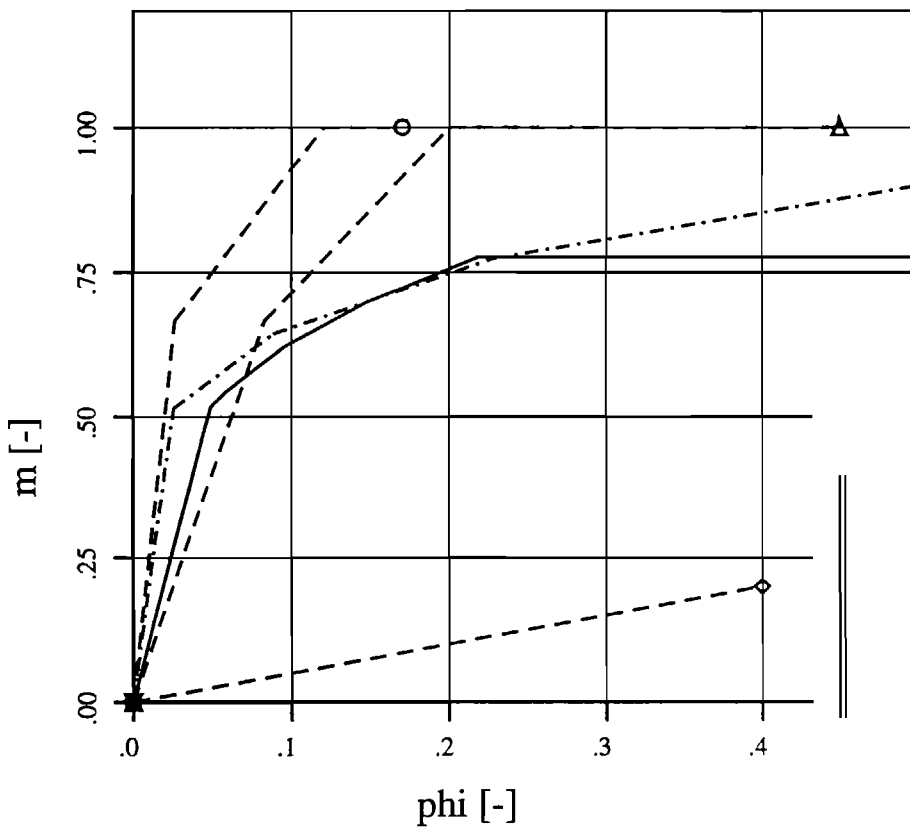
—○— unbraced frames

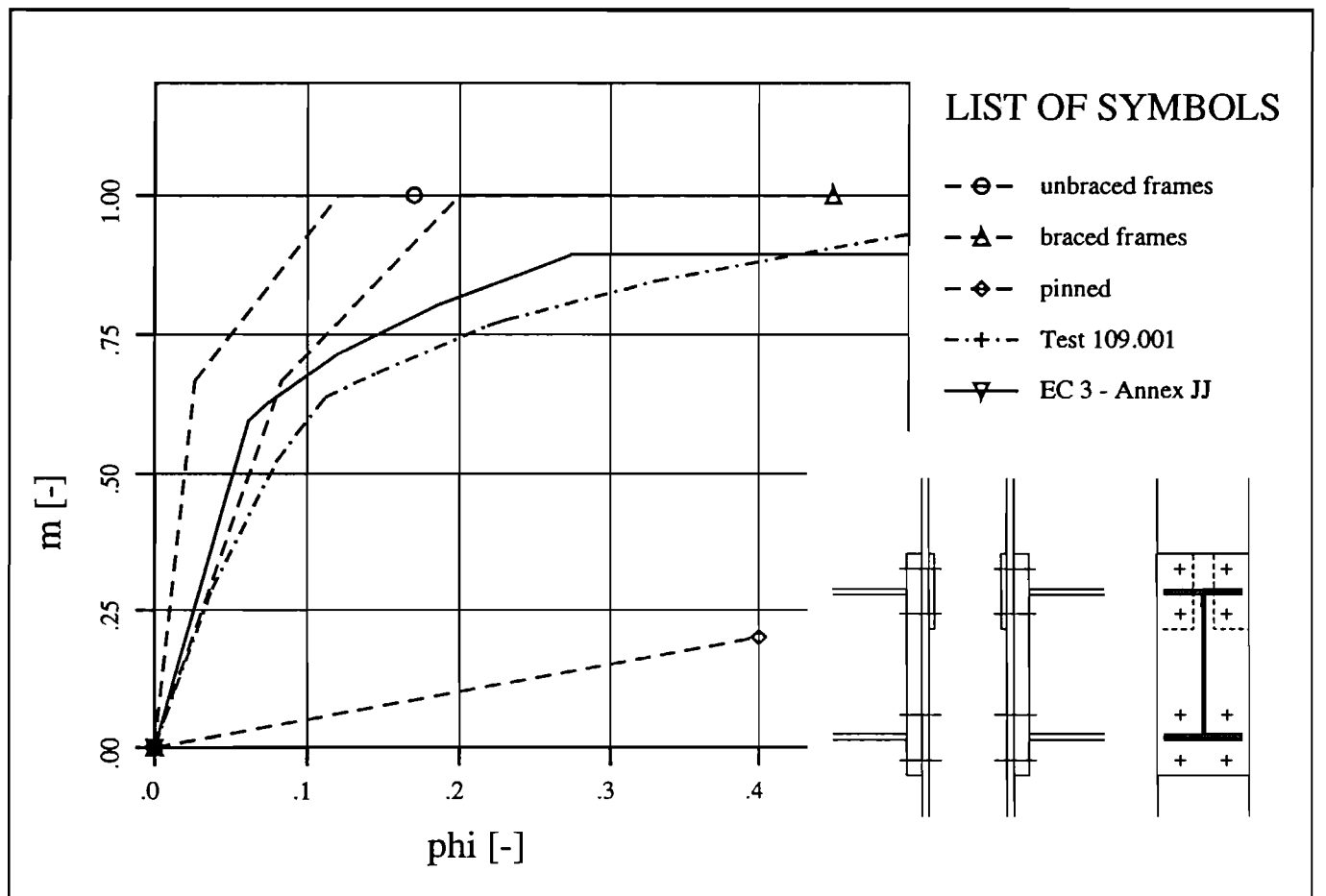
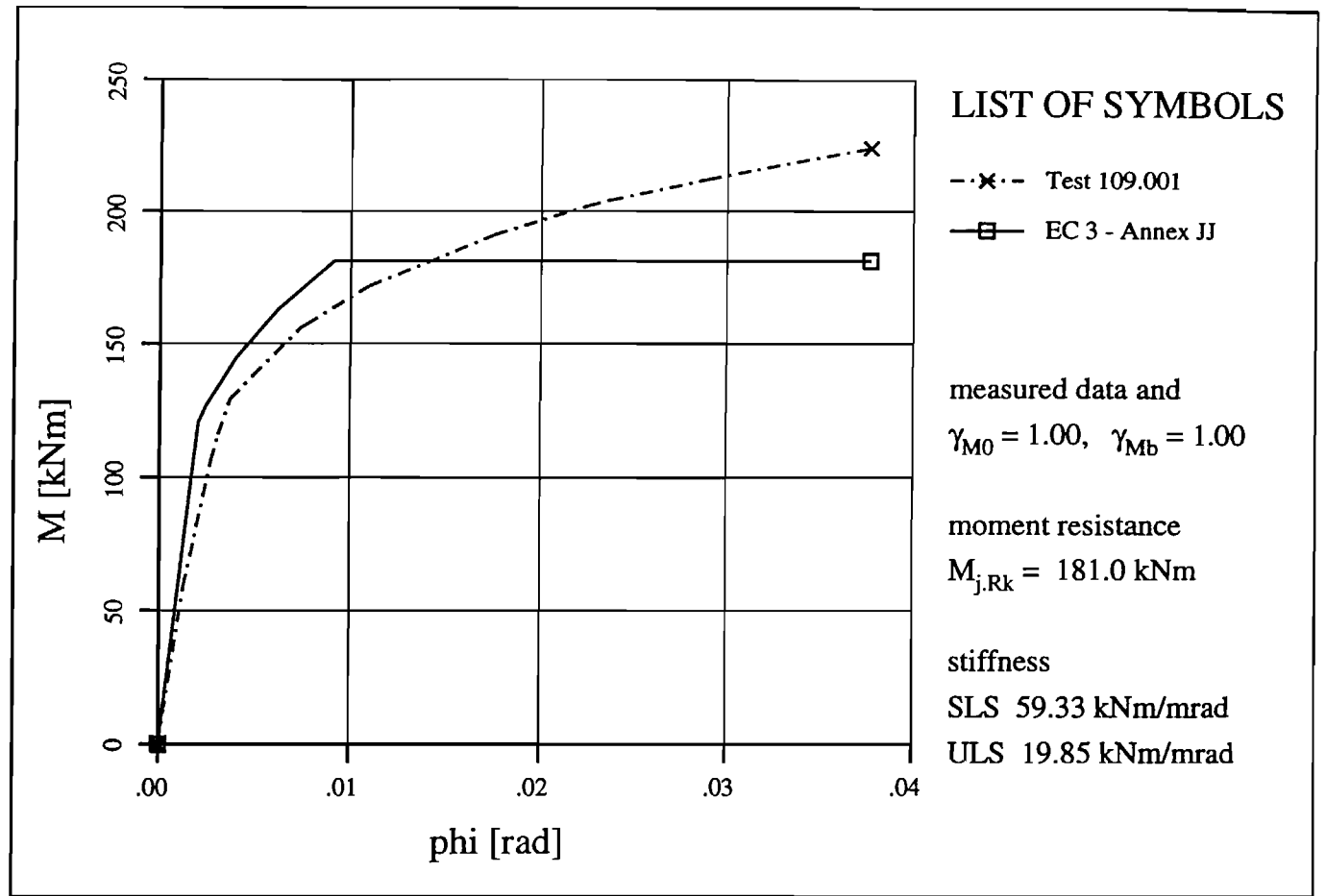
—△— braced frames

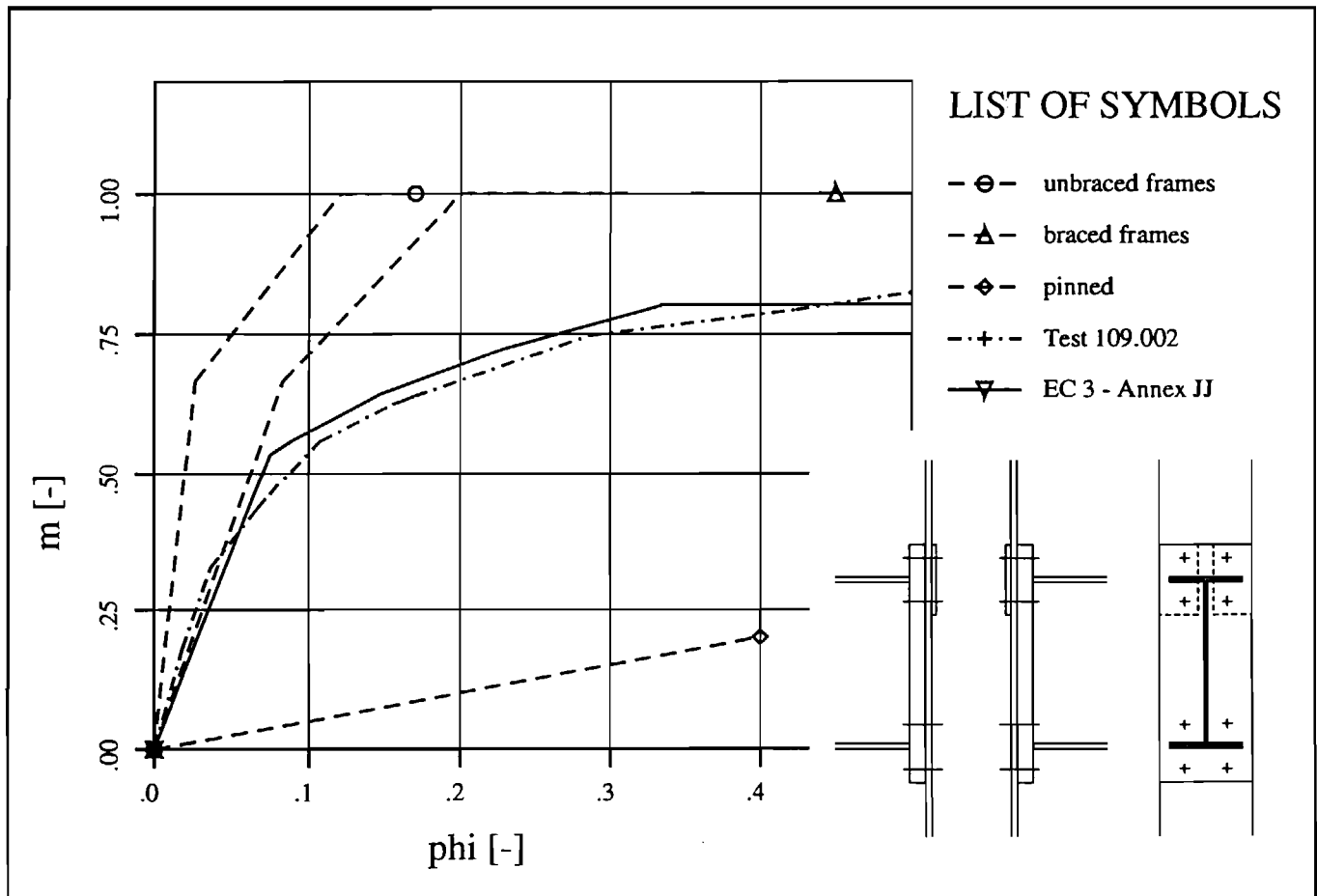
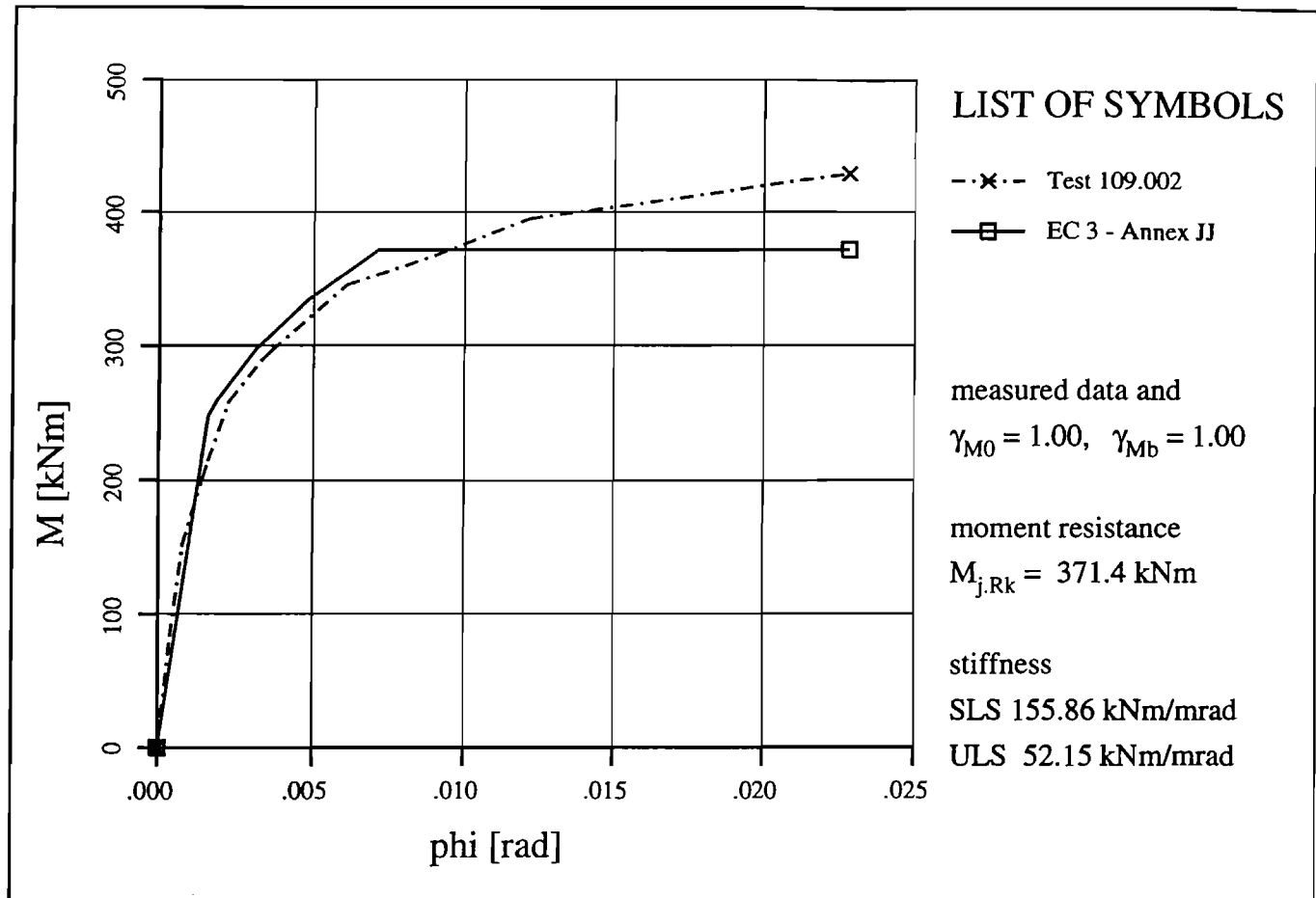
—◇— pinned

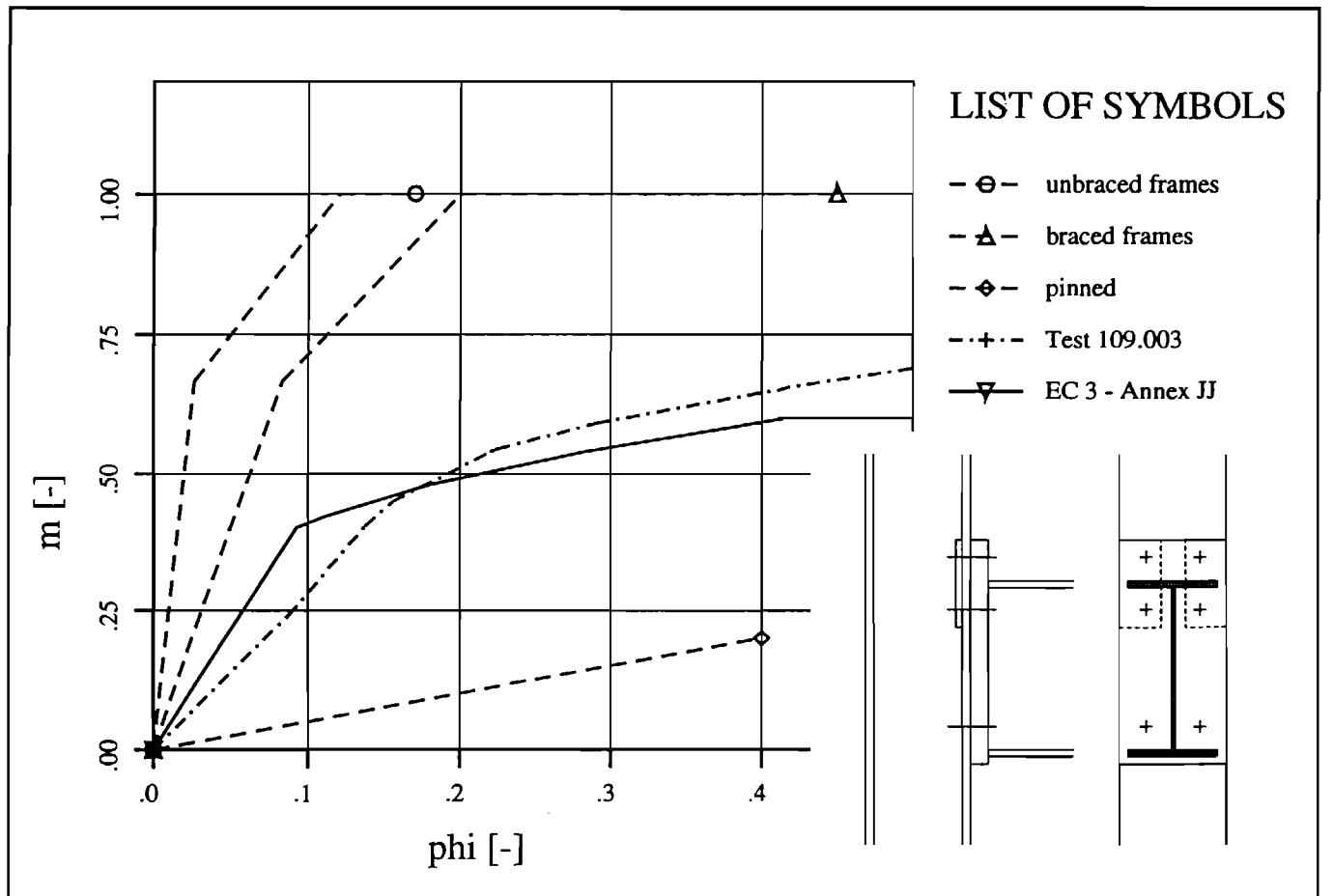
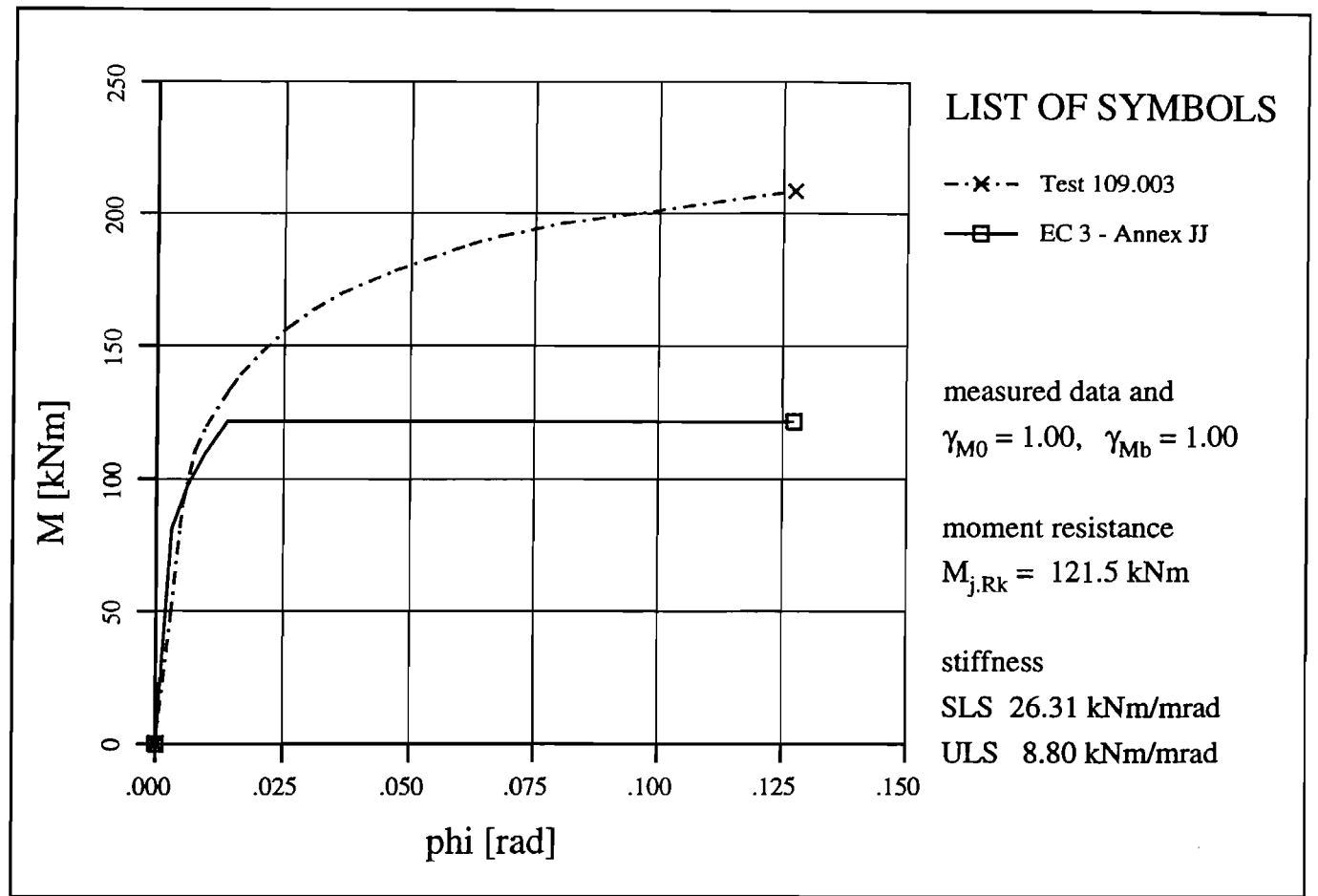
—+— Test 101.014

—▽— EC 3 - Annex JJ









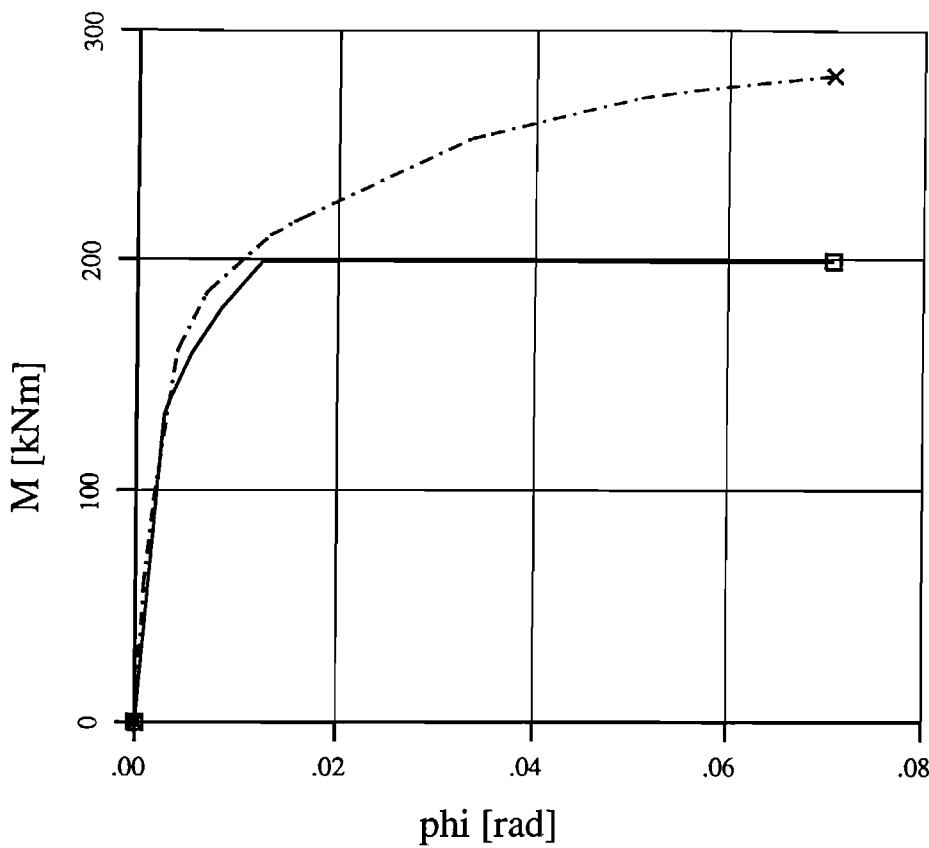
LIST OF SYMBOLS

- *-- Test 109.004
- EC 3 - Annex JJ

measured data and
 $\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{Mb} = 1.00$

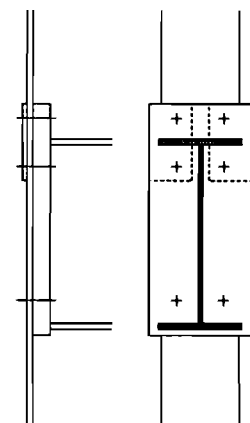
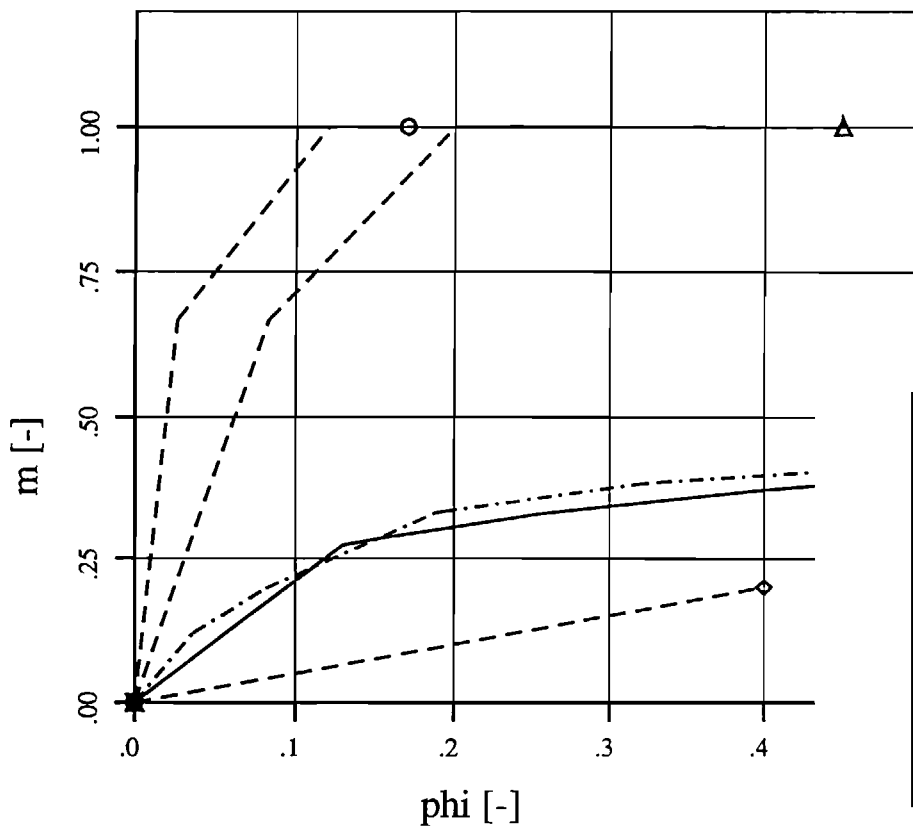
moment resistance
 $M_{j,Rk} = 199.1 \text{ kNm}$

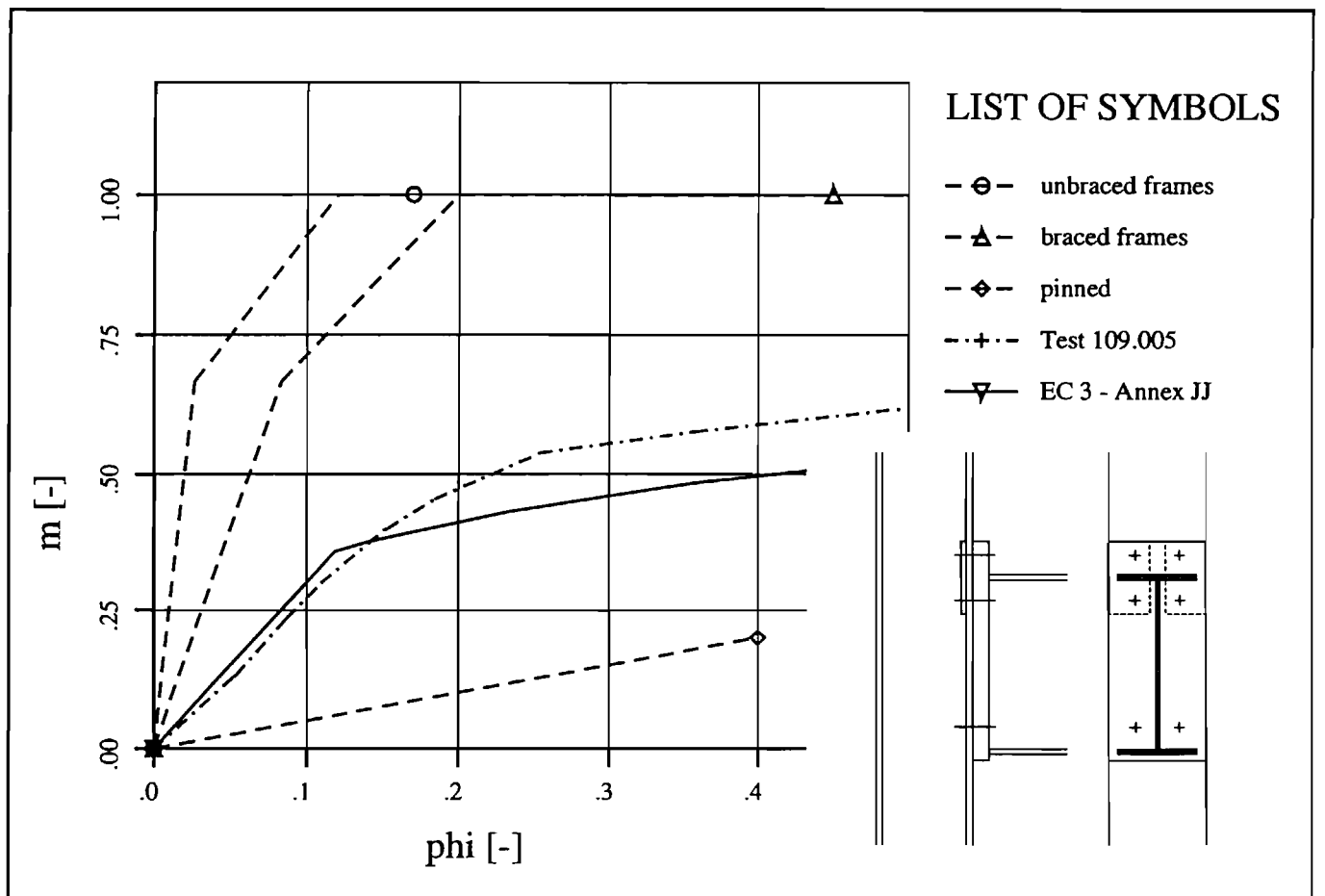
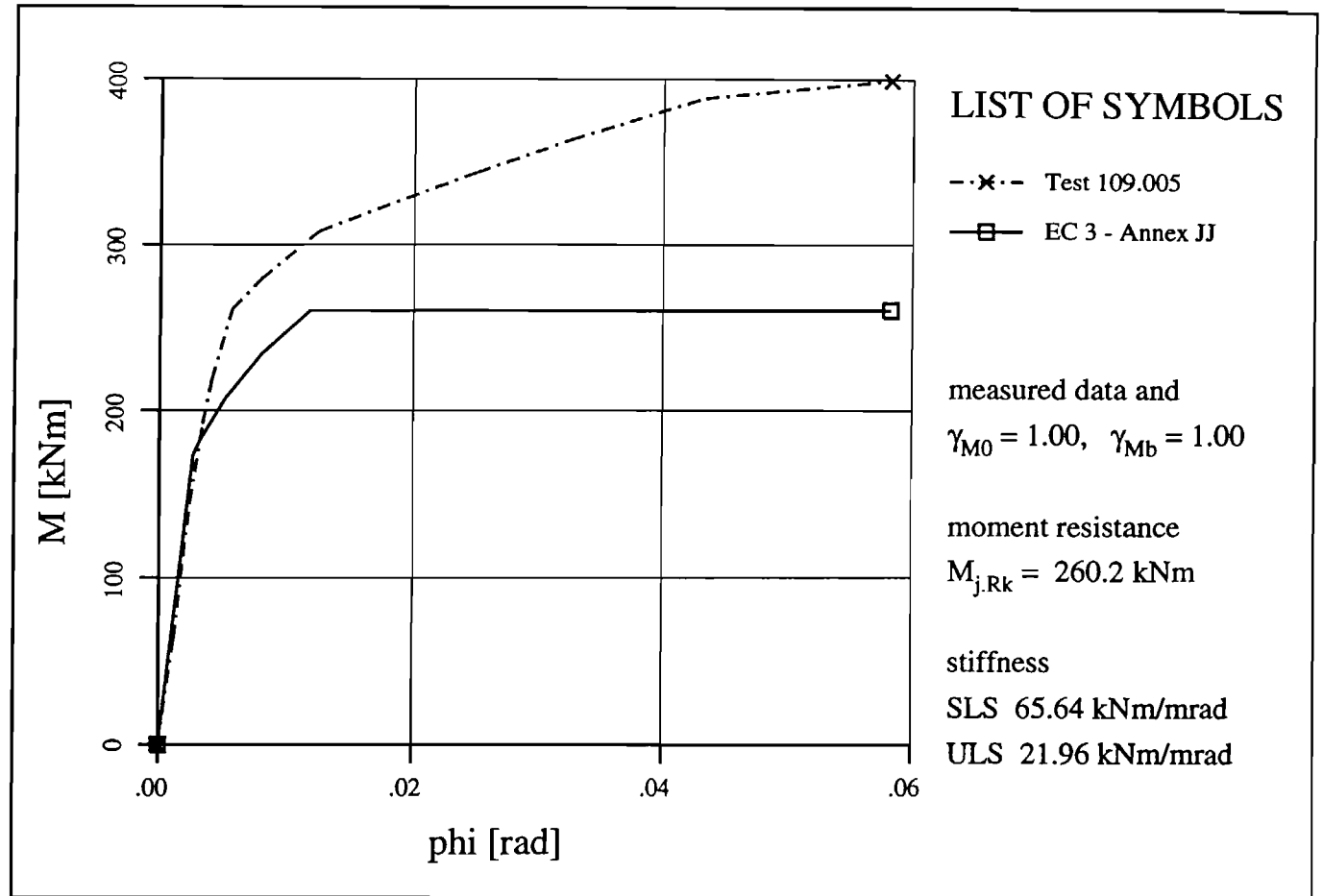
stiffness
 SLS 47.71 kNm/mrad
 ULS 15.96 kNm/mrad



LIST OF SYMBOLS

- unbraced frames
- △-- braced frames
- ◇-- pinned
- +-- Test 109.004
- ▽-- EC 3 - Annex JJ





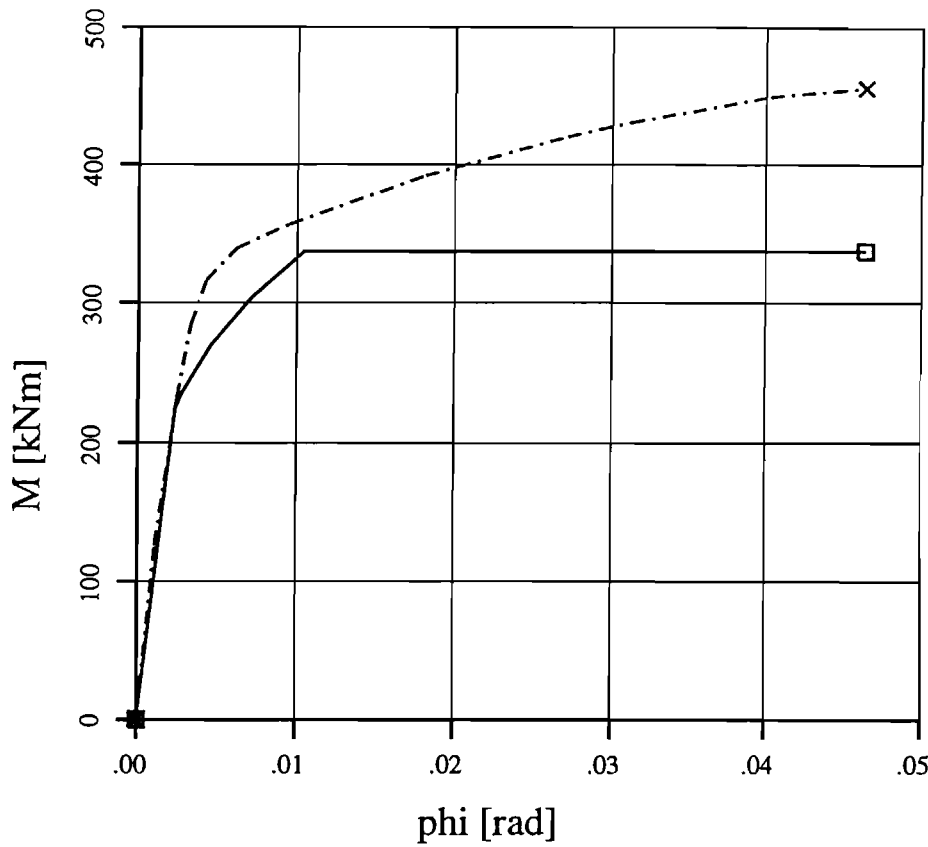
LIST OF SYMBOLS

- ×-·- Test 109.006
- EC 3 - Annex JJ

measured data and
 $\gamma_{M0} = 1.00, \gamma_{Mb} = 1.00$

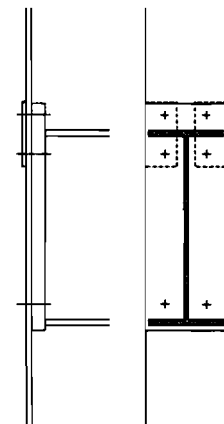
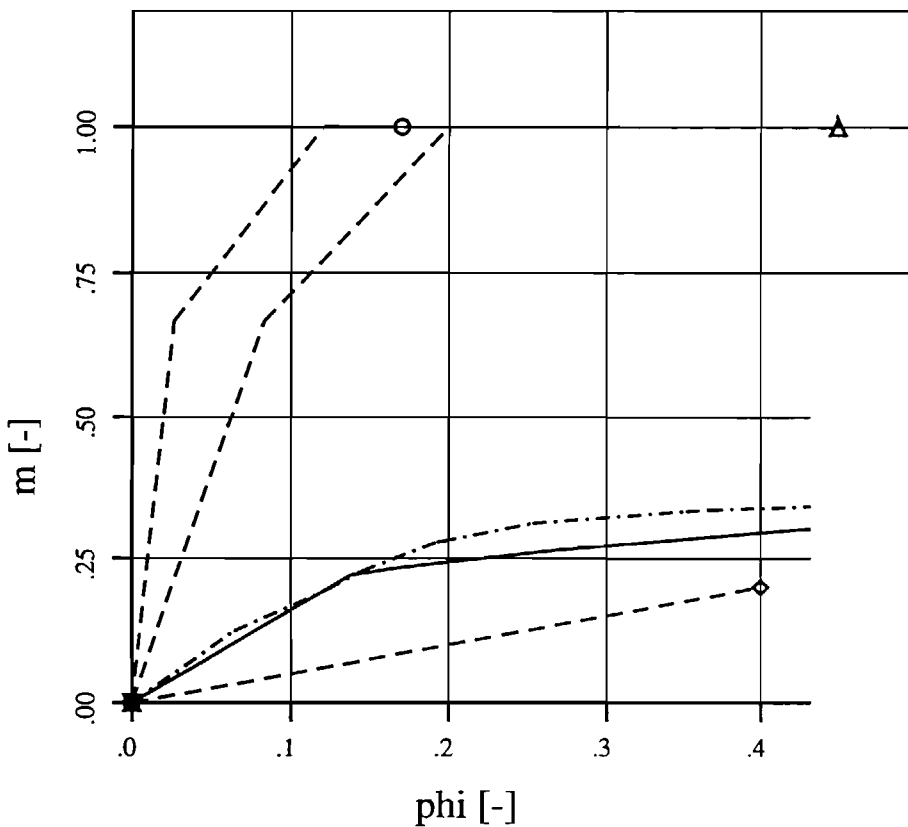
moment resistance
 $M_{j,Rk} = 337.1 \text{ kNm}$

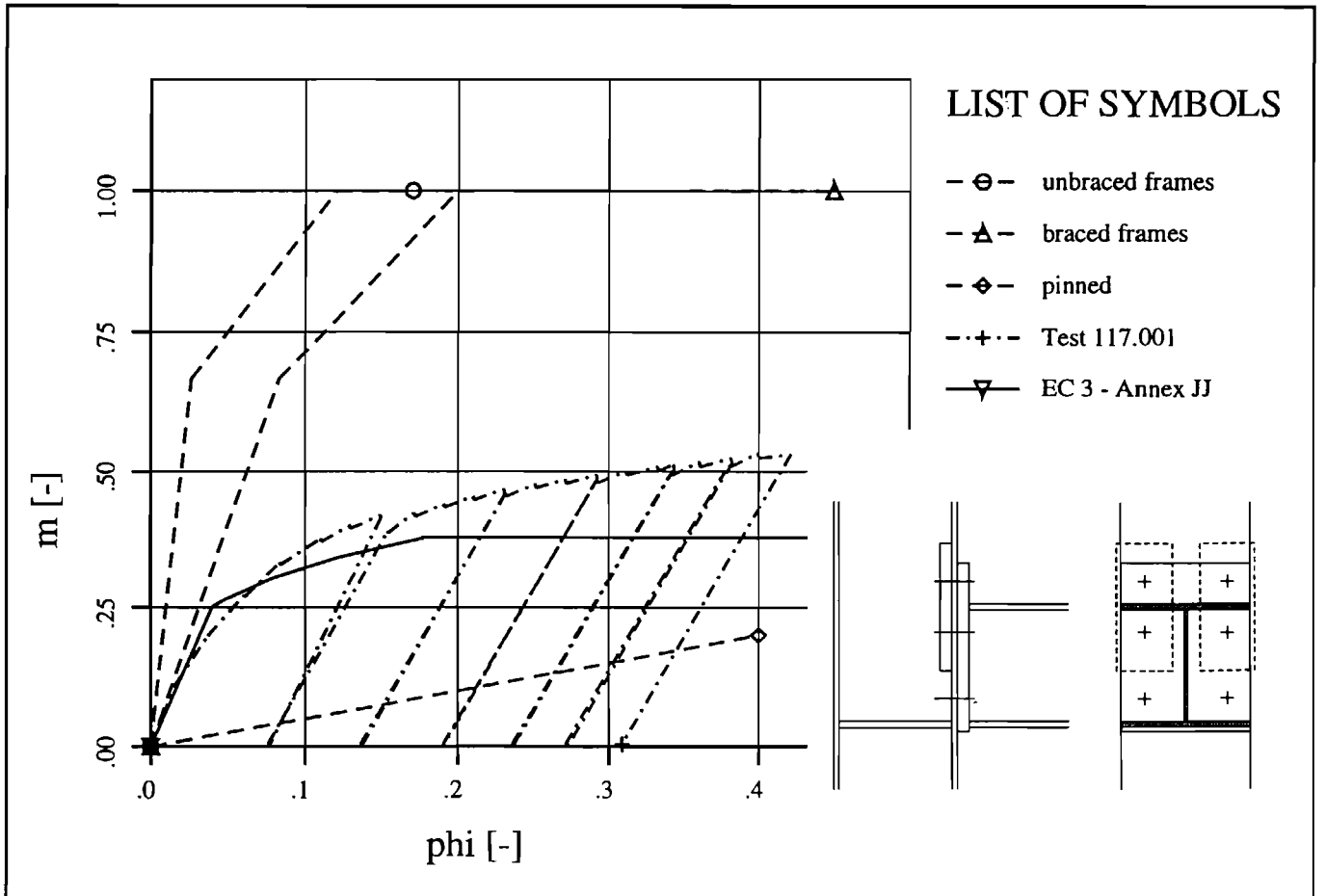
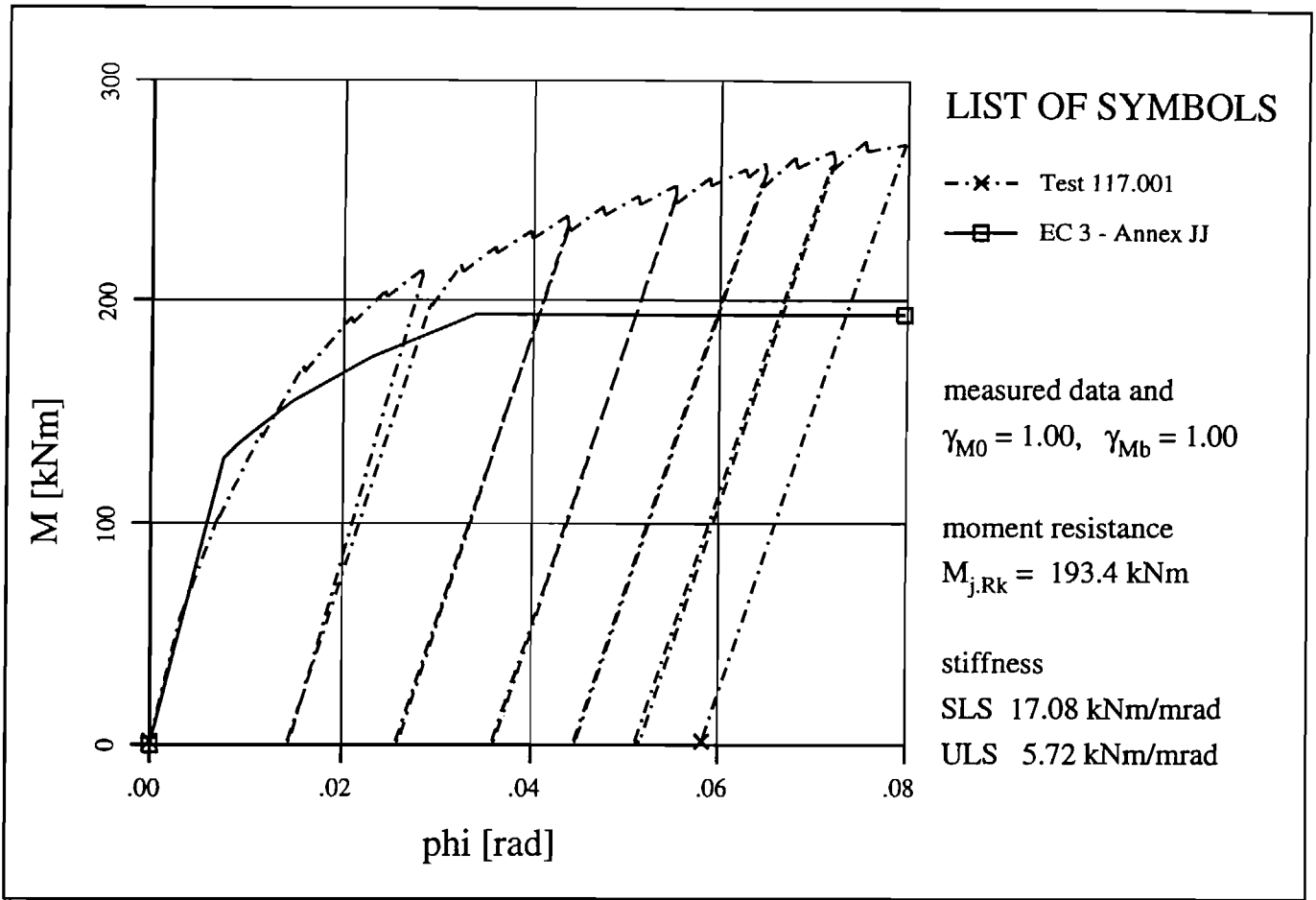
stiffness
 SLS 96.17 kNm/mrad
 ULS 32.18 kNm/mrad



LIST OF SYMBOLS

- unbraced frames
- △- braced frames
- ◇- pinned
- +·- Test 109.006
- ▽- EC 3 - Annex JJ





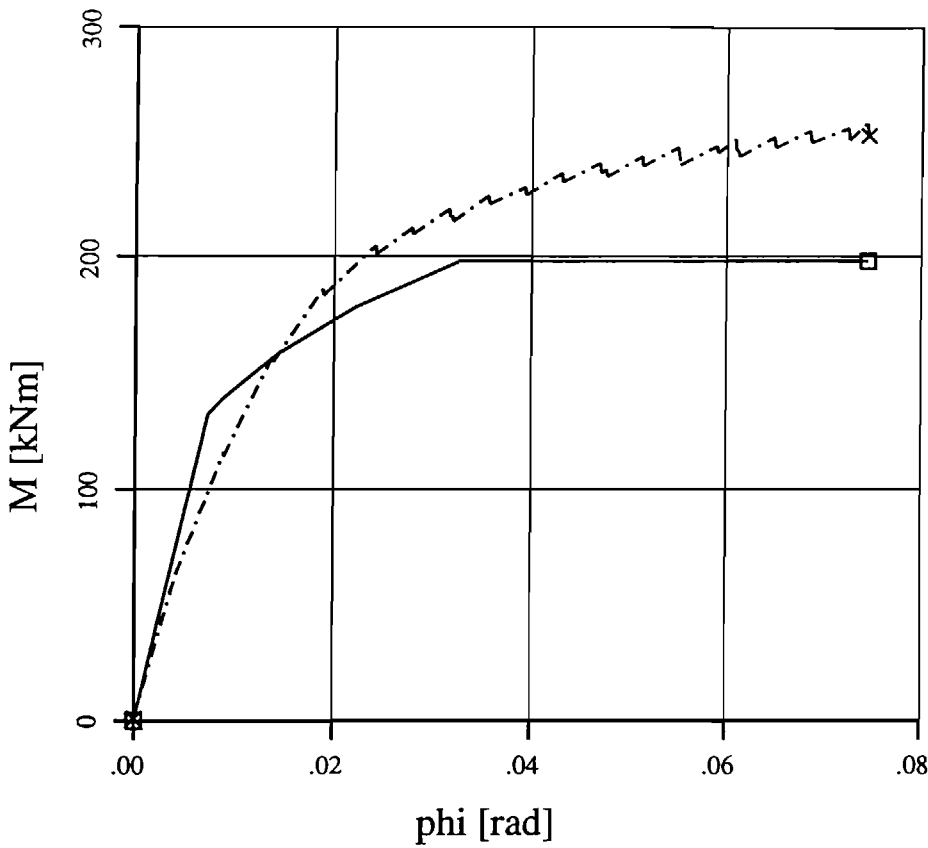
LIST OF SYMBOLS

- x- Test 117.002
- EC 3 - Annex JJ

measured data and
 $\gamma_{M0} = 1.00, \gamma_{Mb} = 1.00$

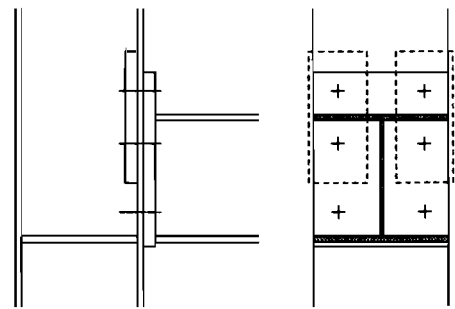
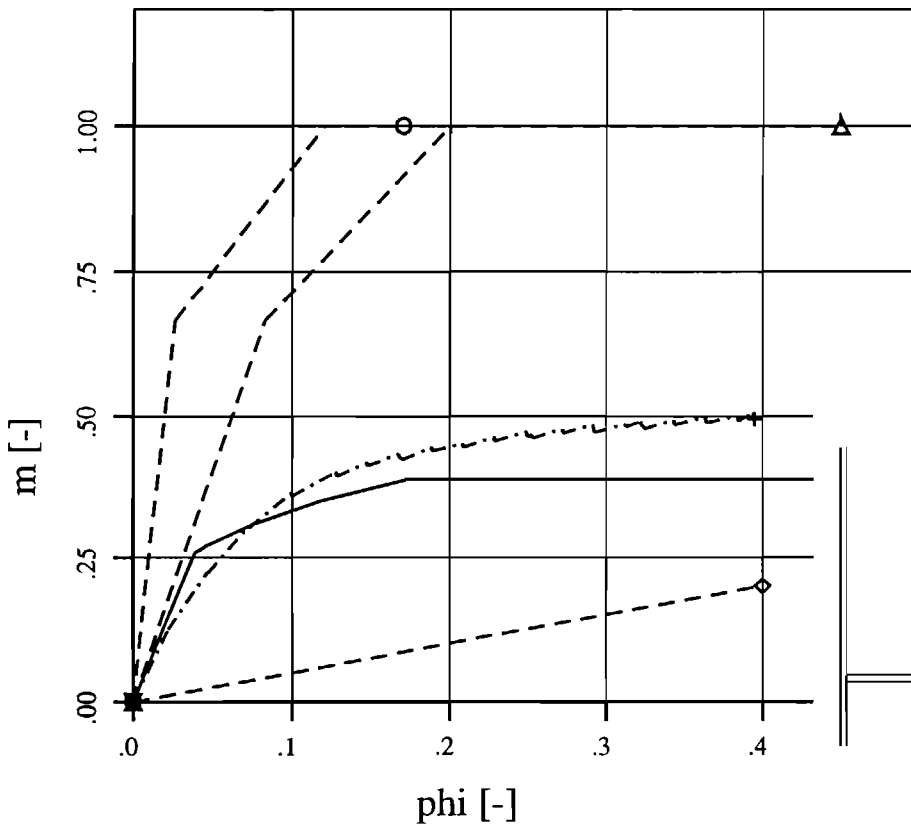
moment resistance
 $M_{j,Rk} = 198.0 \text{ kNm}$

stiffness
 SLS 18.05 kNm/mrad
 ULS 6.04 kNm/mrad



LIST OF SYMBOLS

- unbraced frames
- △- braced frames
- ◇- pinned
- +· Test 117.002
- ▽- EC 3 - Annex JJ



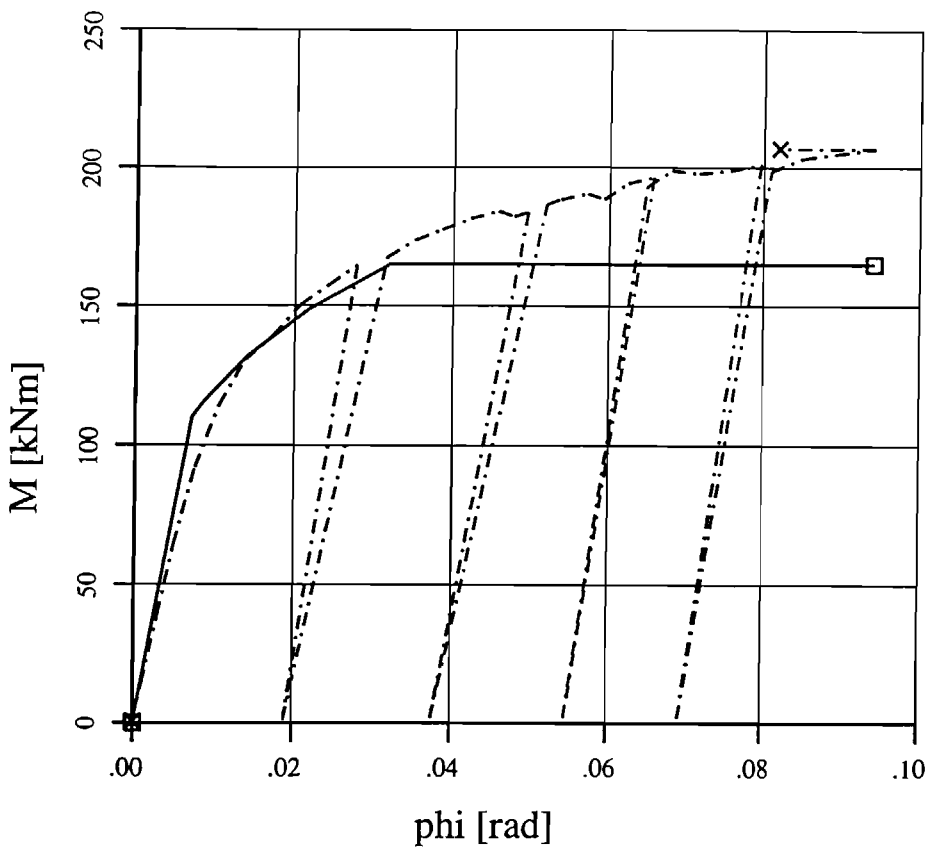
LIST OF SYMBOLS

- x-·- Test 117.003
- EC 3 - Annex JJ

measured data and
 $\gamma_{M0} = 1.00, \gamma_{Mb} = 1.00$

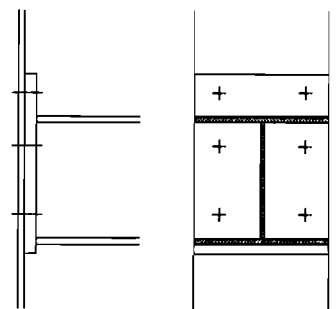
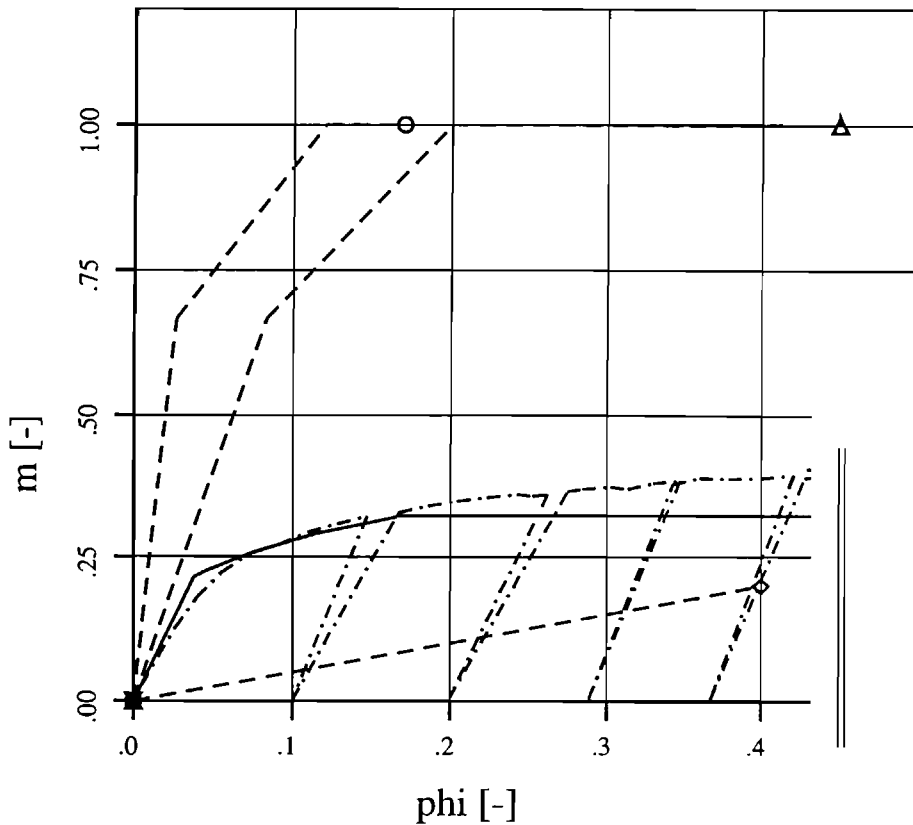
moment resistance
 $M_{j,Rk} = 165.1 \text{ kNm}$

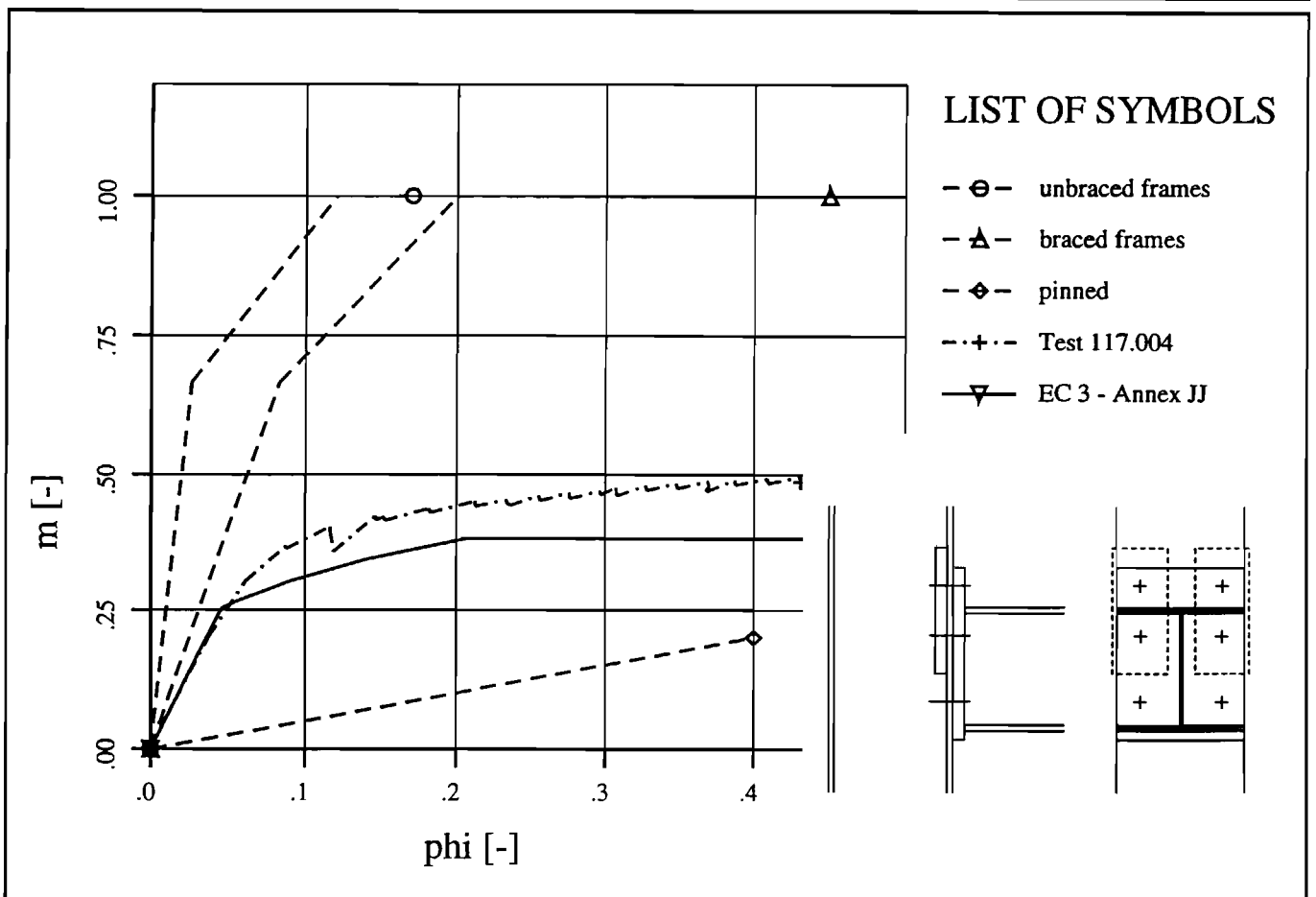
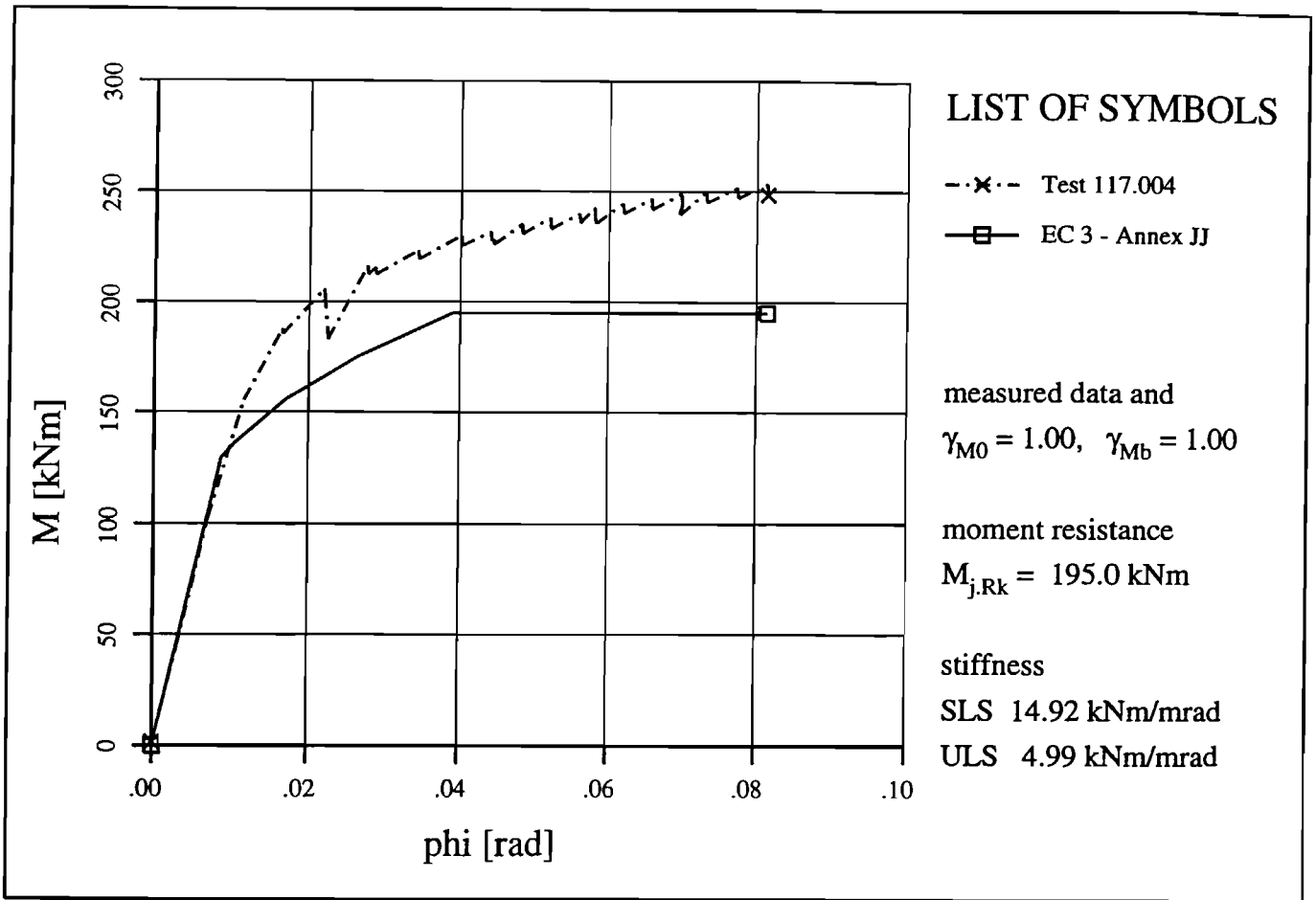
stiffness
 SLS 15.39 kNm/mrad
 ULS 5.15 kNm/mrad

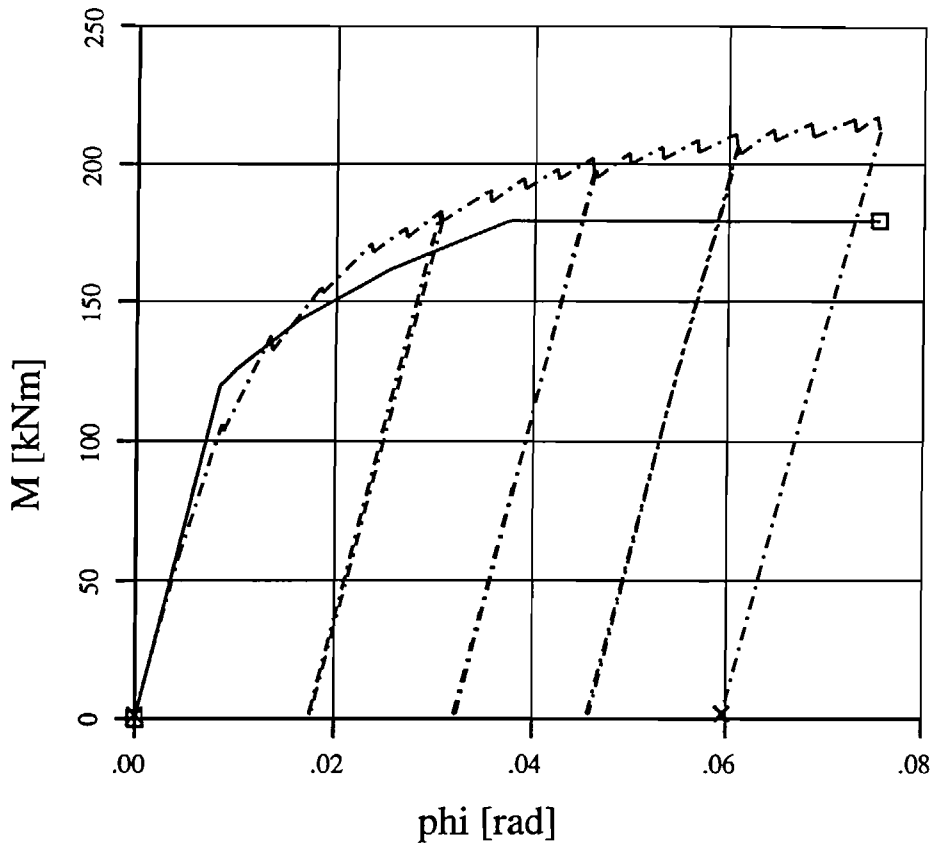


LIST OF SYMBOLS

- unbraced frames
- △- braced frames
- ◇- pinned
- +·- Test 117.003
- ▽- EC 3 - Annex JJ

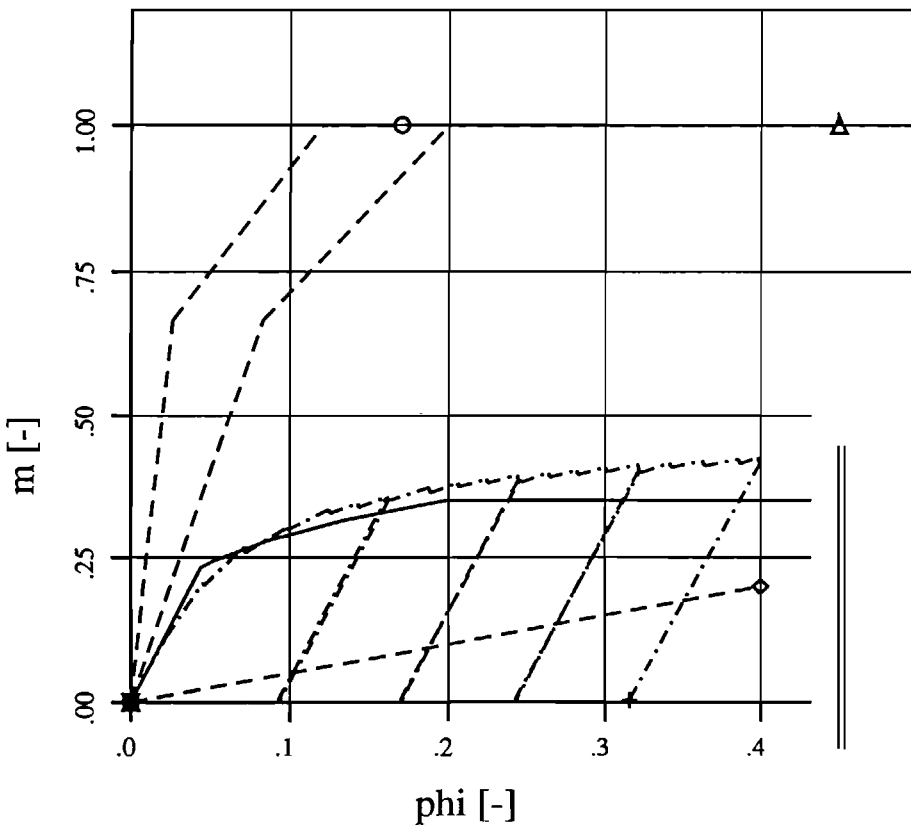






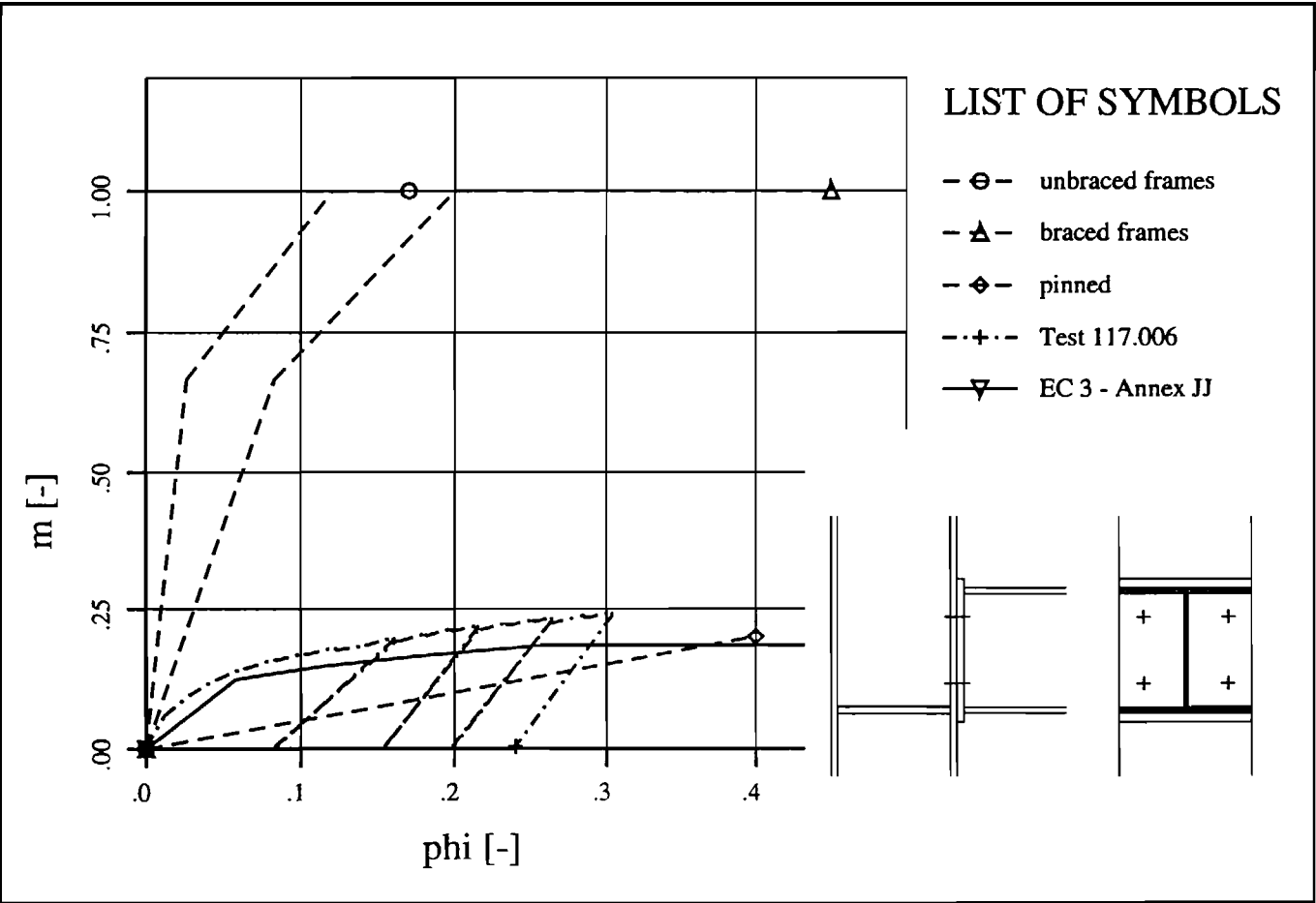
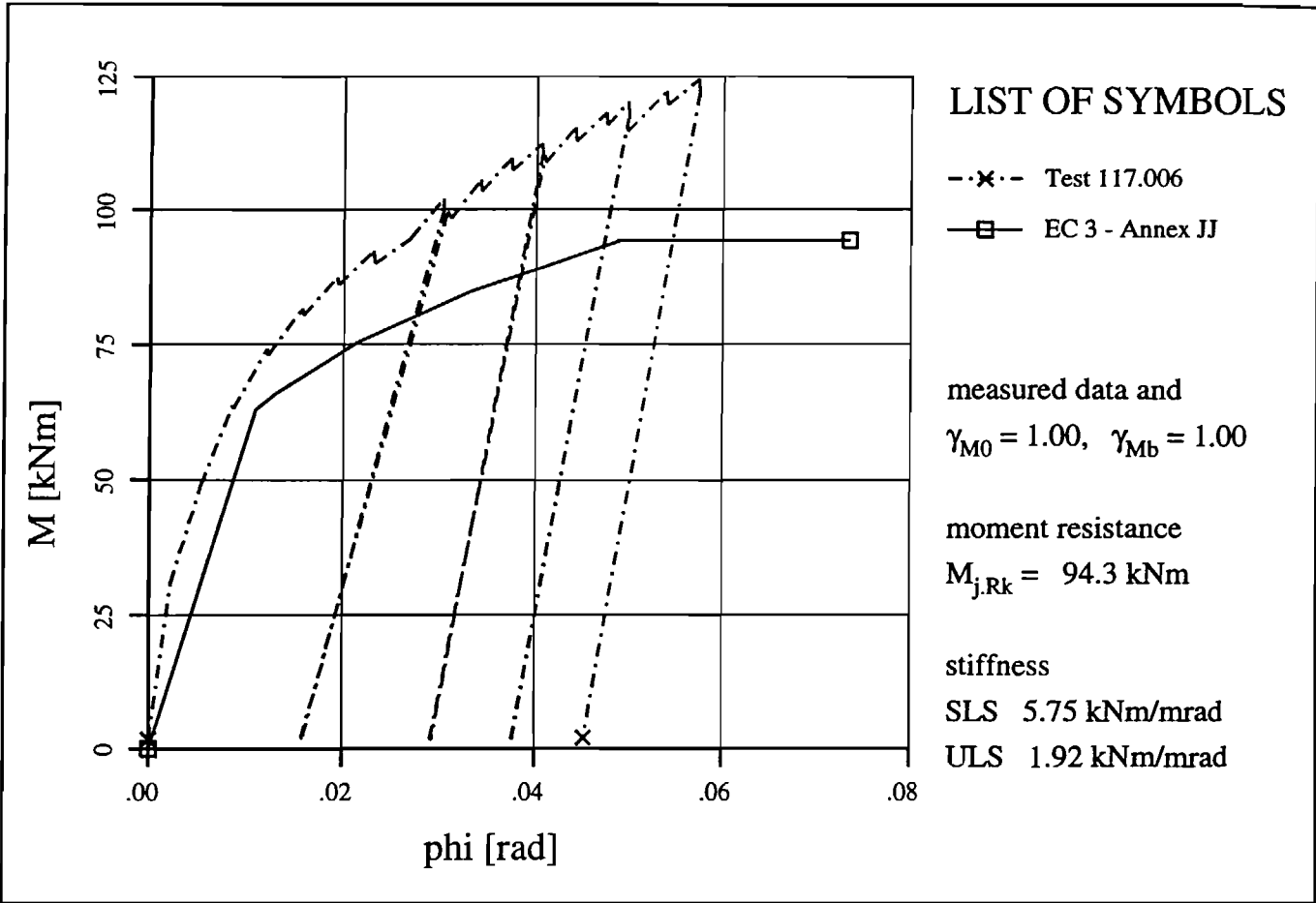
LIST OF SYMBOLS

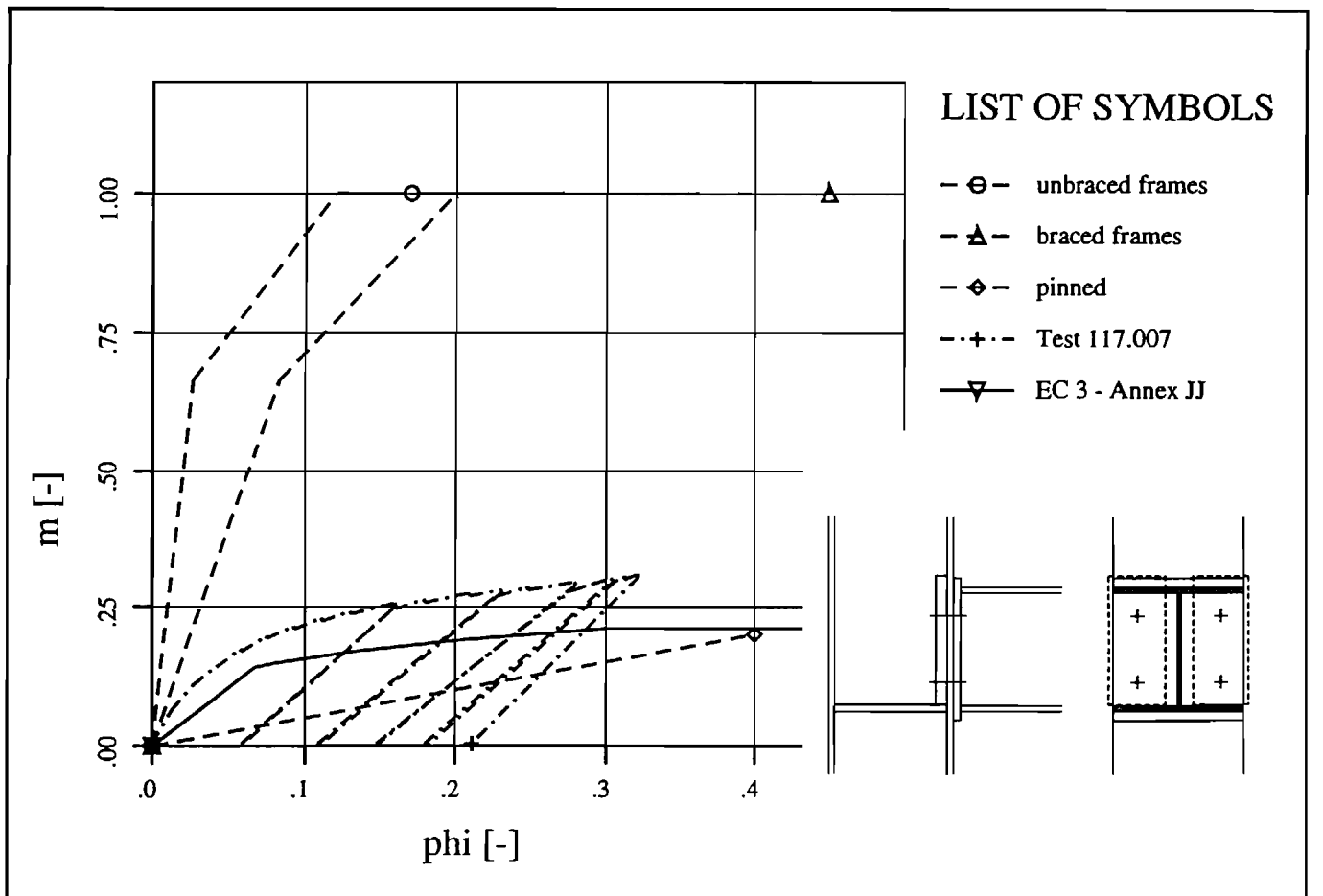
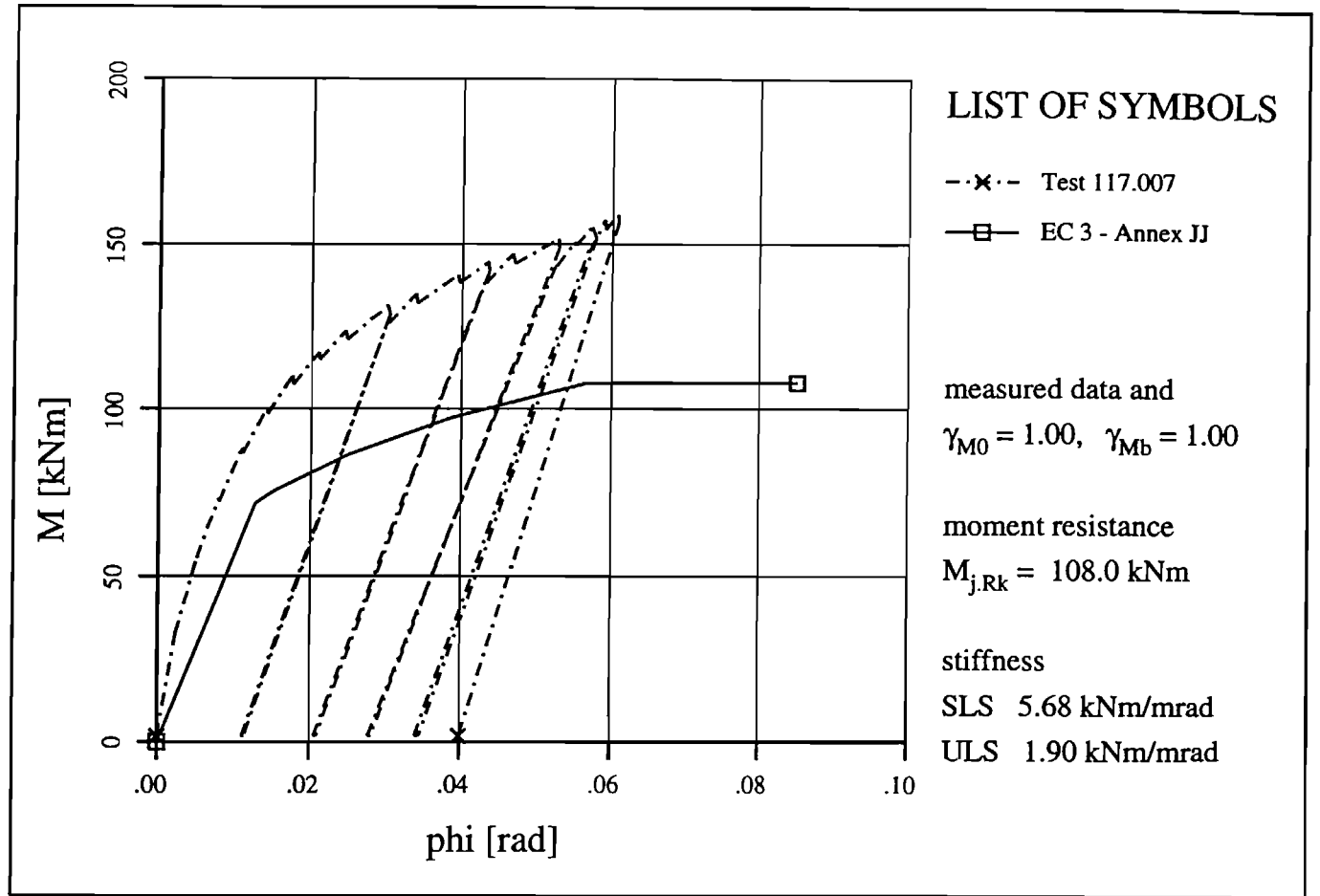
- x-- Test 117.005
 - EC 3 - Annex JJ
- measured data and
 $\gamma_{M0} = 1.00, \gamma_{Mb} = 1.00$
- moment resistance
 $M_{j,RK} = 179.4 \text{ kNm}$
- stiffness
 SLS 14.31 kNm/mrad
 ULS 4.79 kNm/mrad

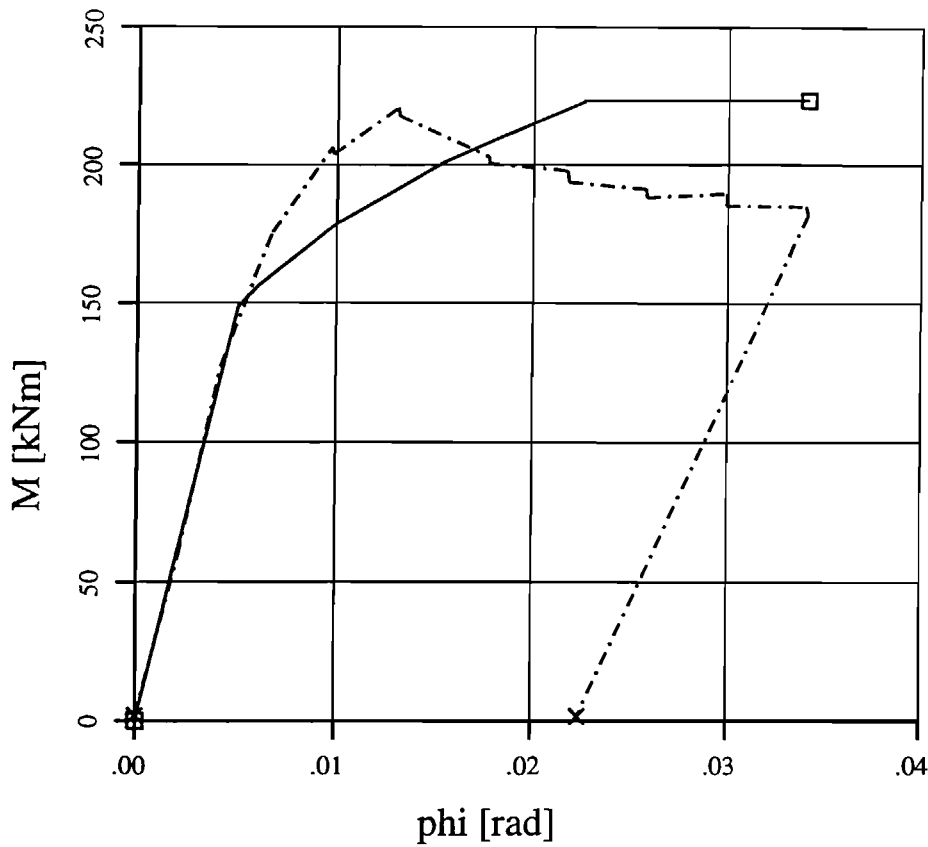


LIST OF SYMBOLS

- unbraced frames
- △— braced frames
- ◇— pinned
- +— Test 117.005
- ▽— EC 3 - Annex JJ







LIST OF SYMBOLS

--x-- Test 117.008

—□— EC 3 - Annex JJ

measured data and

$$\gamma_{M0} = 1.00, \gamma_{Mb} = 1.00$$

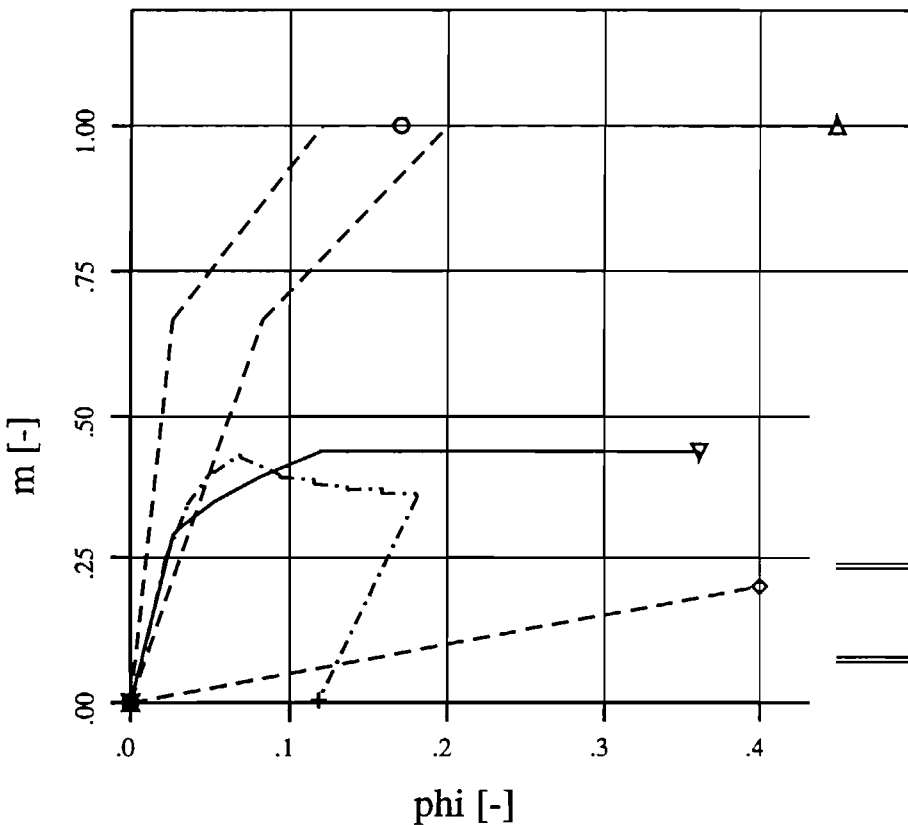
moment resistance

$$M_{j,Rk} = 223.2 \text{ kNm}$$

stiffness 29.61

SLS 29.34 kNm/mrad

ULS 9.82 kNm/mrad



LIST OF SYMBOLS

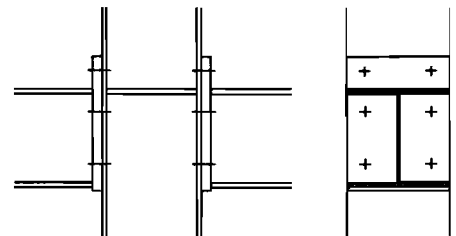
--○-- unbraced frames

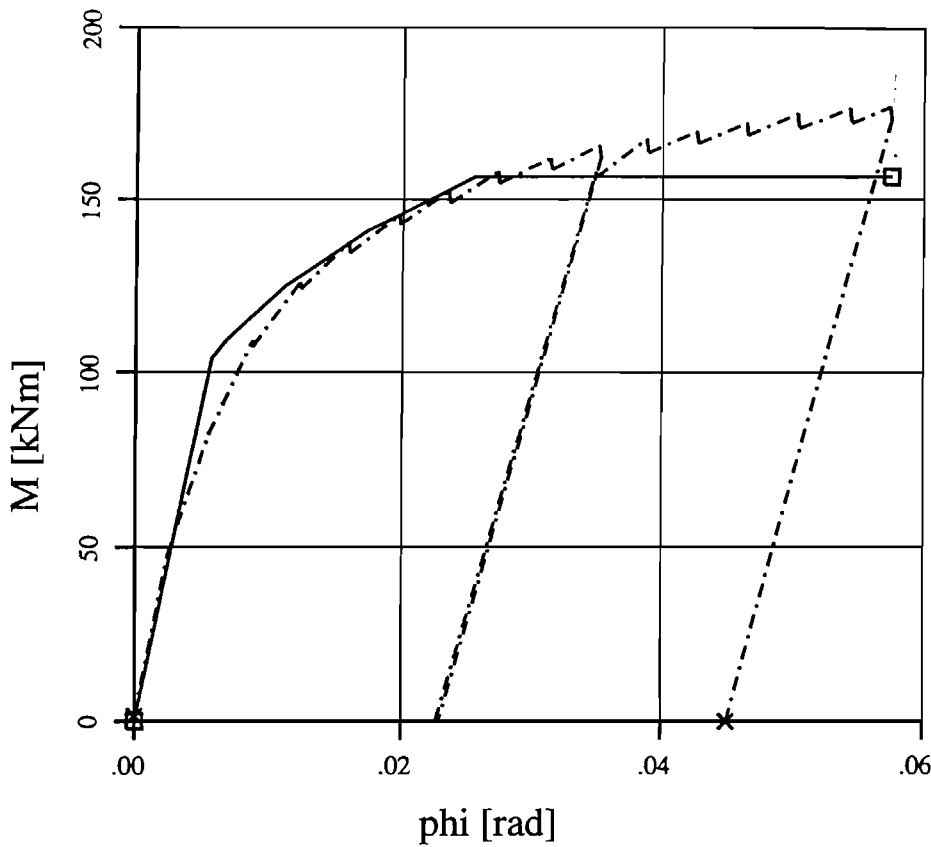
--△-- braced frames

--◇-- pinned

--+-- Test 117.008

—▽— EC 3 - Annex JJ





LIST OF SYMBOLS

--x-- Test 117.009

—□— EC 3 - Annex JJ

measured data and

$$\gamma_{M0} = 1.00, \gamma_{Mb} = 1.00$$

moment resistance

$$M_{j,Rk} = 156.4 \text{ kNm}$$

stiffness 18,44

SLS 18.30 kNm/mrad

ULS 6.12 kNm/mrad

LIST OF SYMBOLS

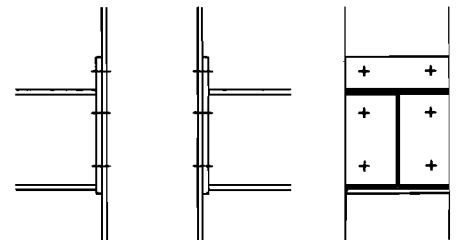
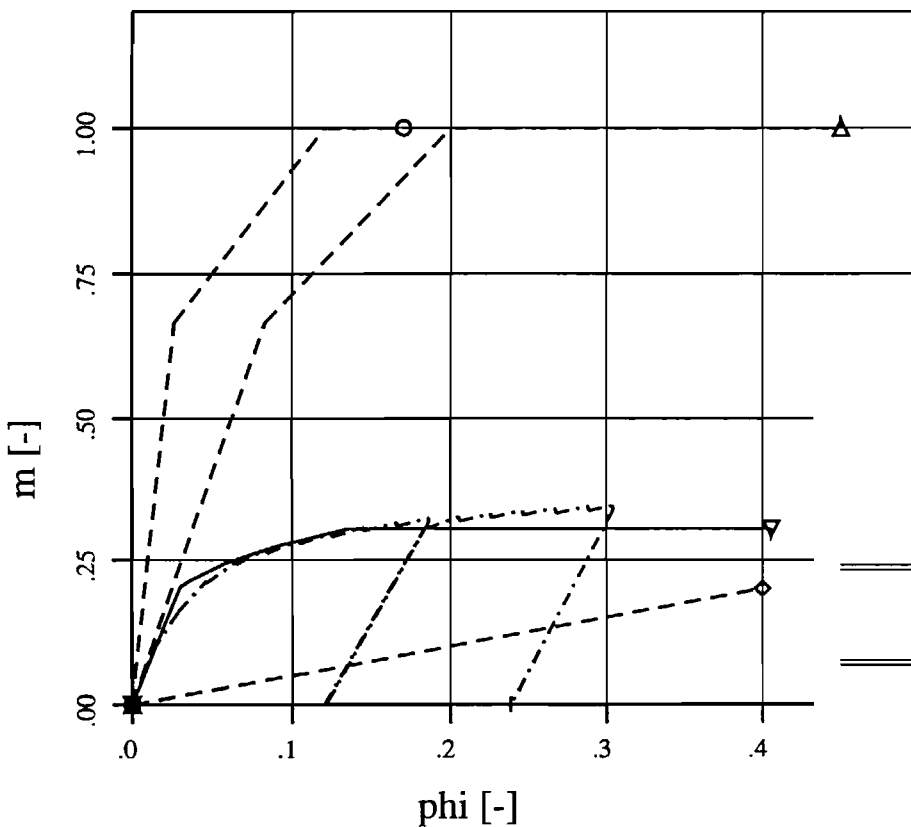
—⊖— unbraced frames

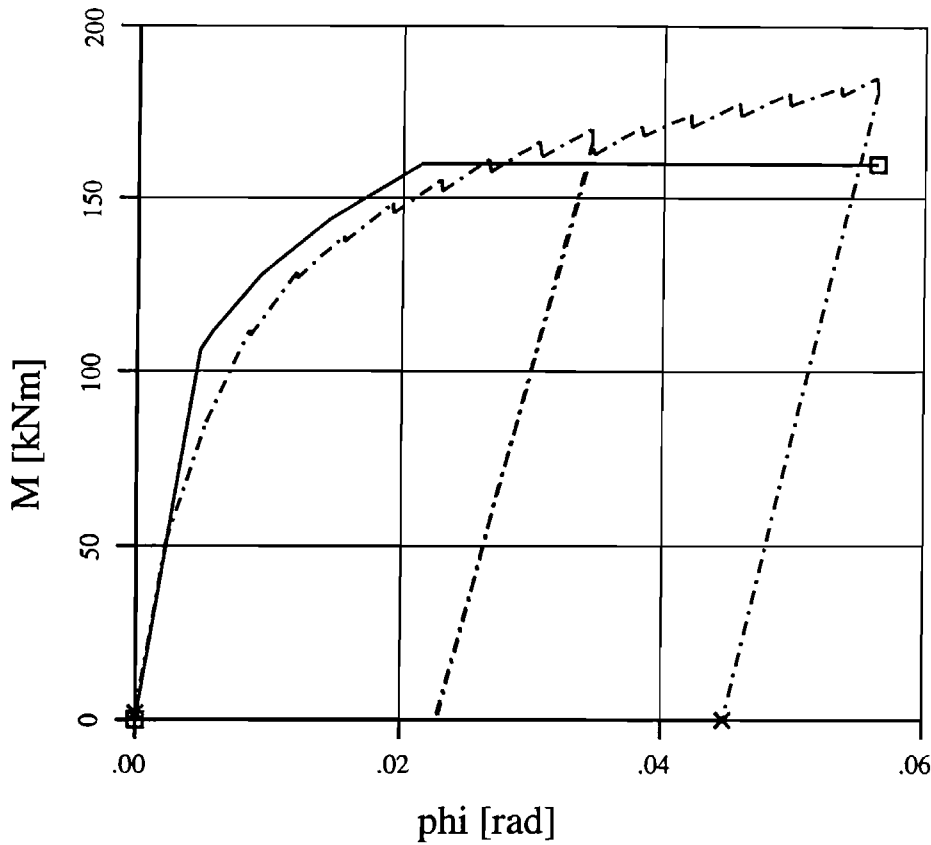
—△— braced frames

—◇— pinned

--+-- Test 117.009

—▽— EC 3 - Annex JJ





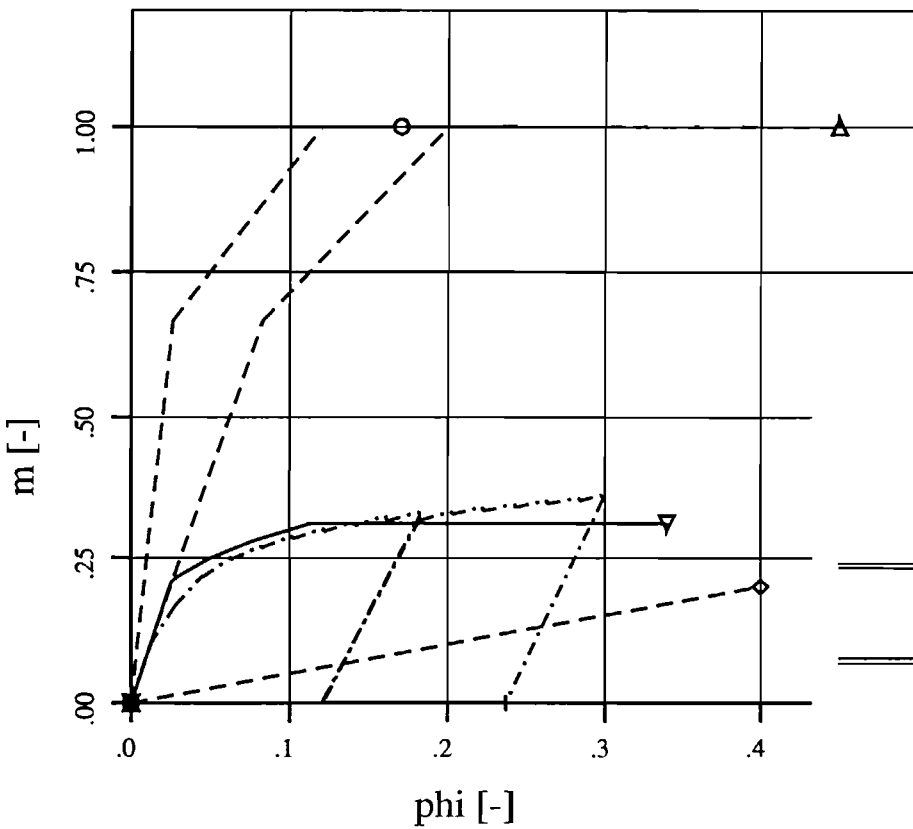
LIST OF SYMBOLS

- x-- Test 117.010
- EC 3 - Annex JJ

- measured data and
 $\gamma_{M0} = 1.00, \gamma_{Mb} = 1.00$

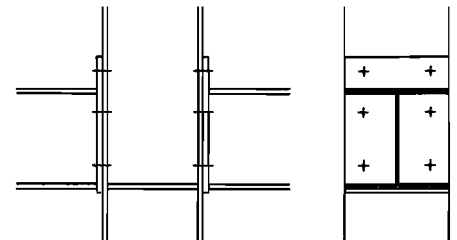
- moment resistance
 $M_{j,Rk} = 159.7 \text{ kNm}$

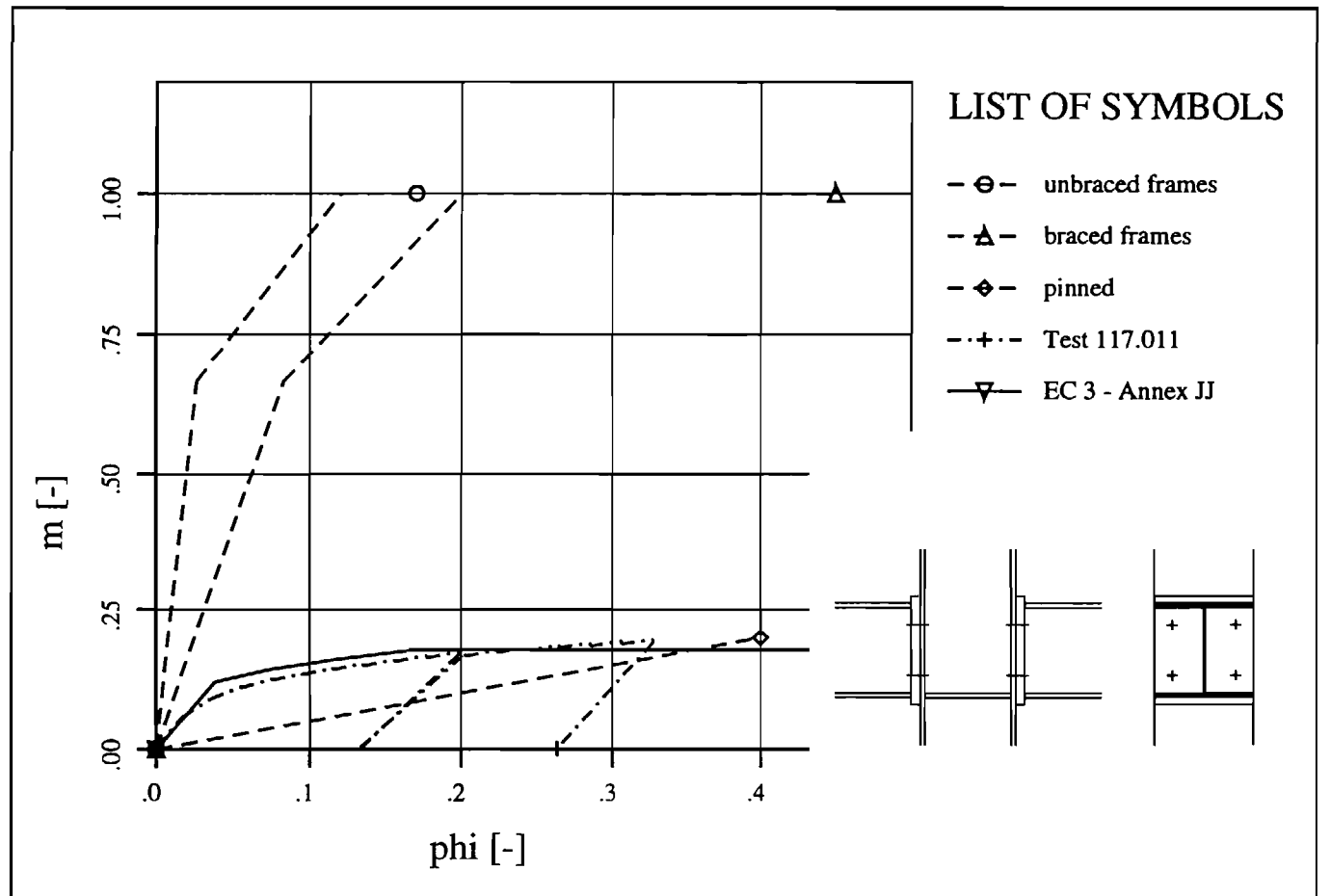
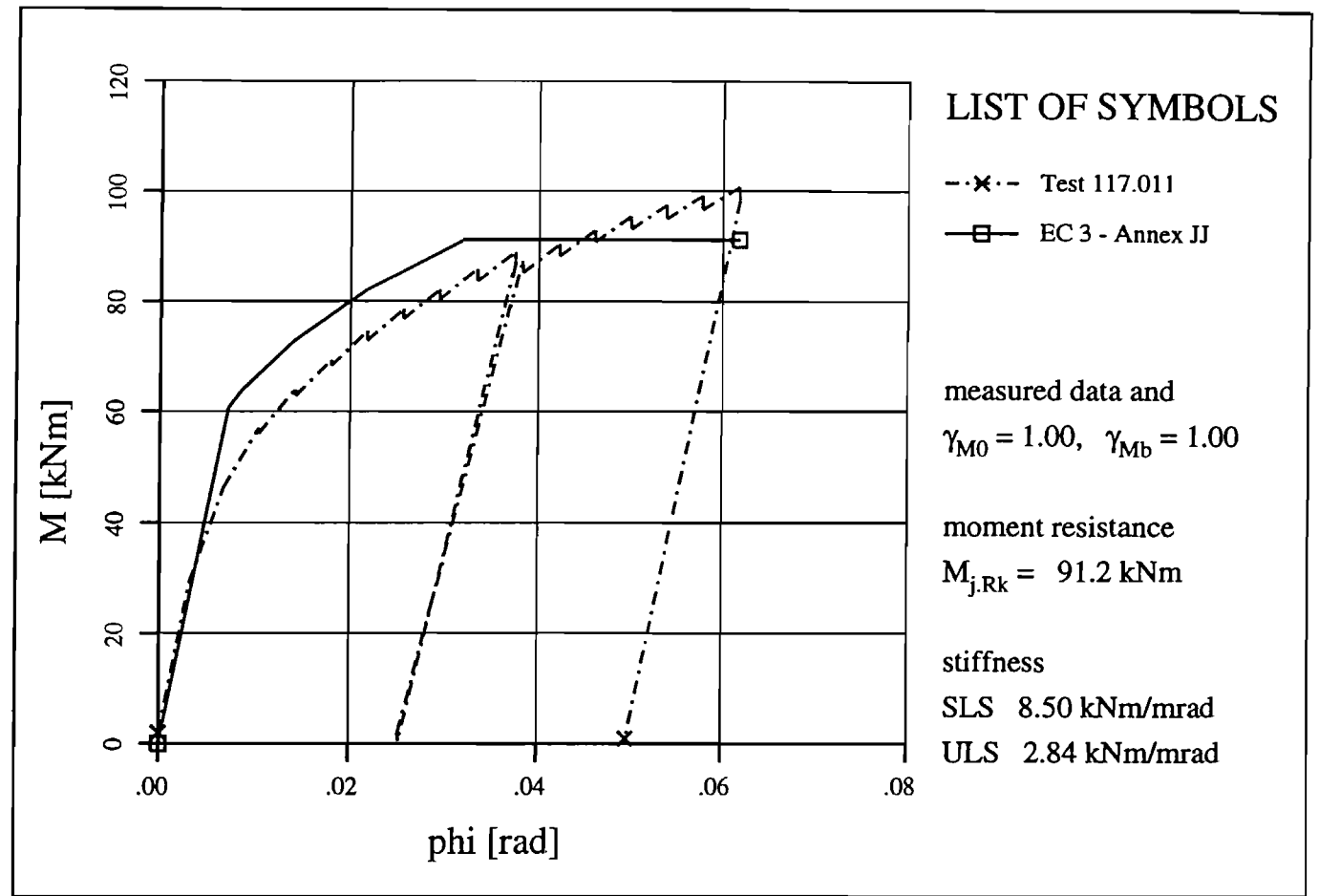
- stiffness
 SLS 22.31 kNm/mrad
 ULS 7.47 kNm/mrad

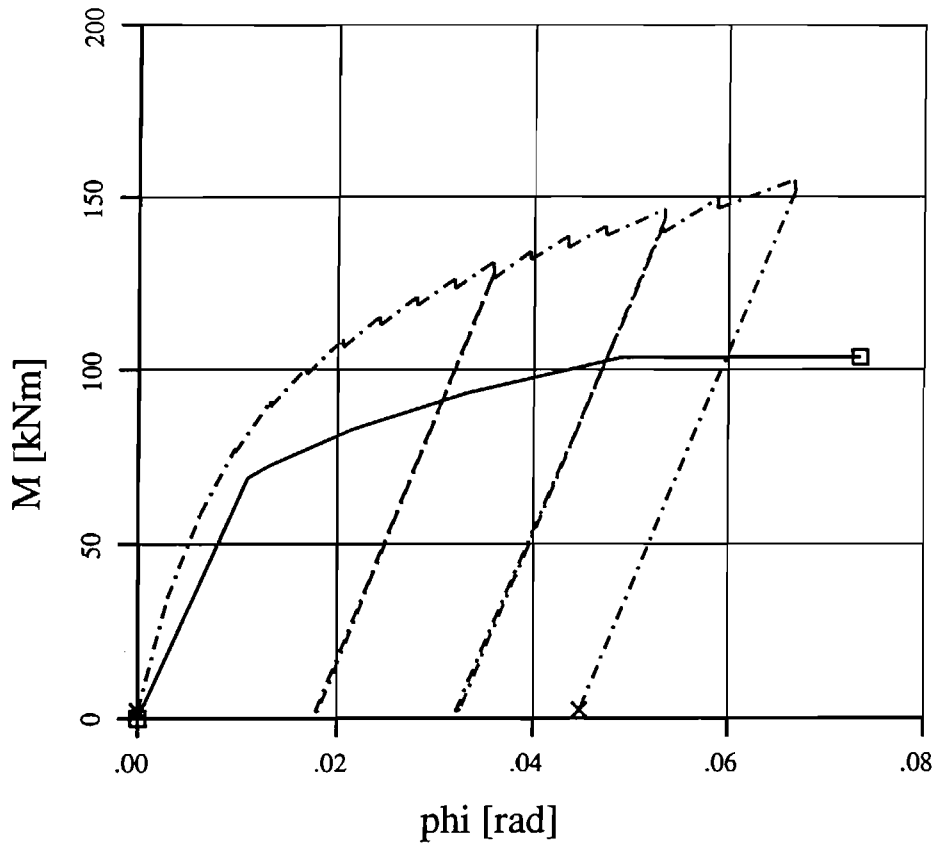


LIST OF SYMBOLS

- unbraced frames
- △- braced frames
- ◇- pinned
- +·- Test 117.010
- ▽- EC 3 - Annex JJ







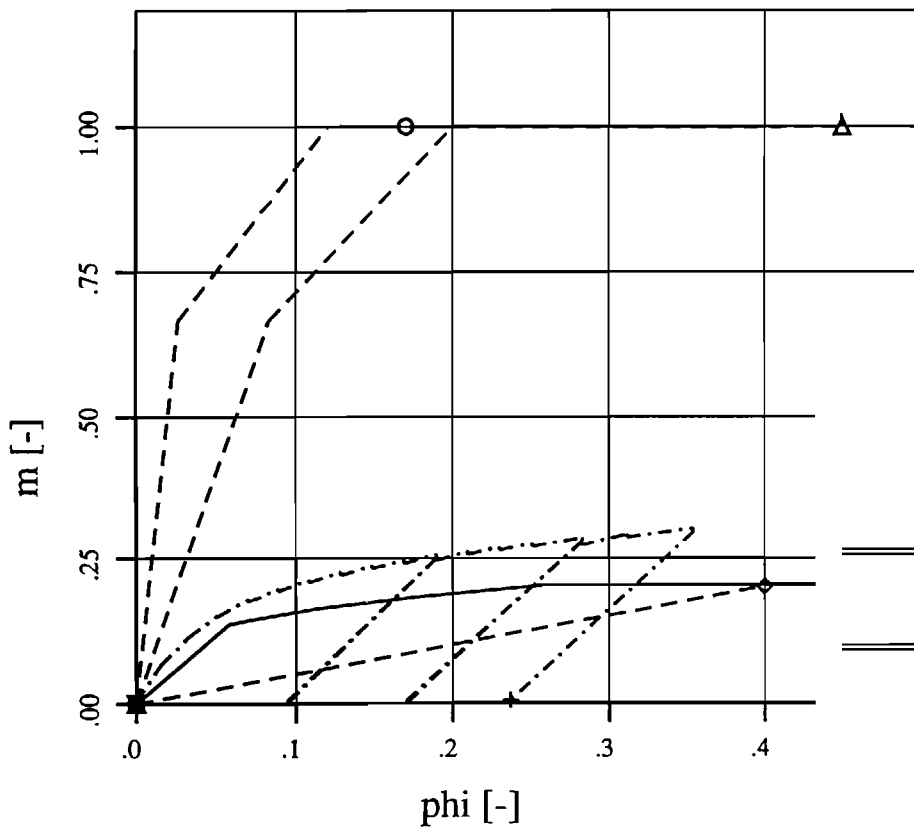
LIST OF SYMBOLS

- x-- Test 117.012
- EC 3 - Annex JJ

measured data and
 $\gamma_{M0} = 1.00, \gamma_{Mb} = 1.00$

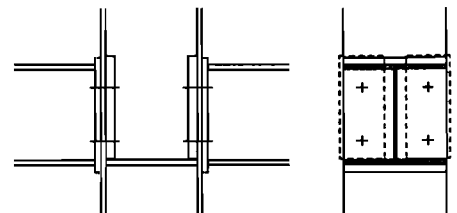
moment resistance
 $M_{j,Rk} = 103.7 \text{ kNm}$
 $106,97$

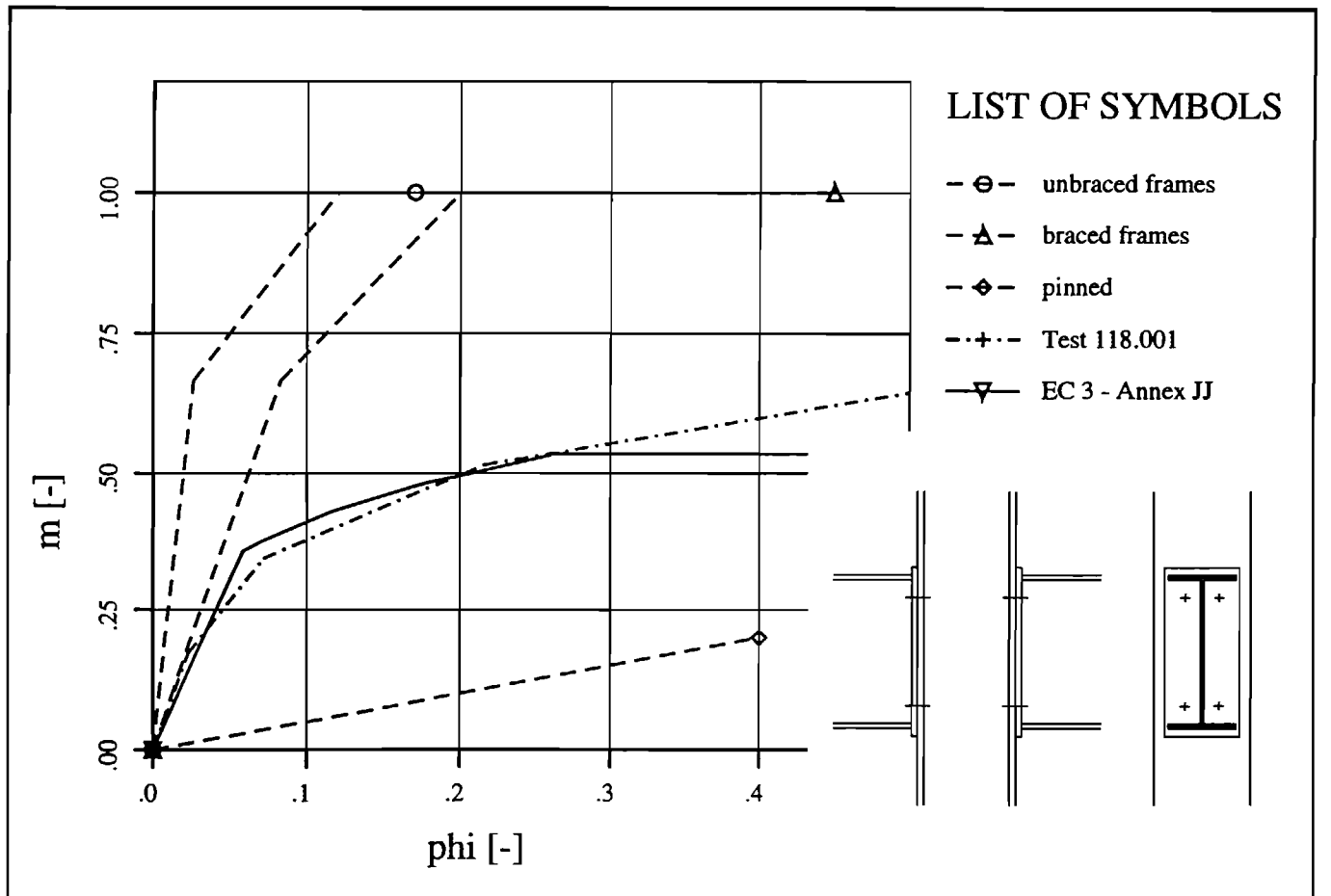
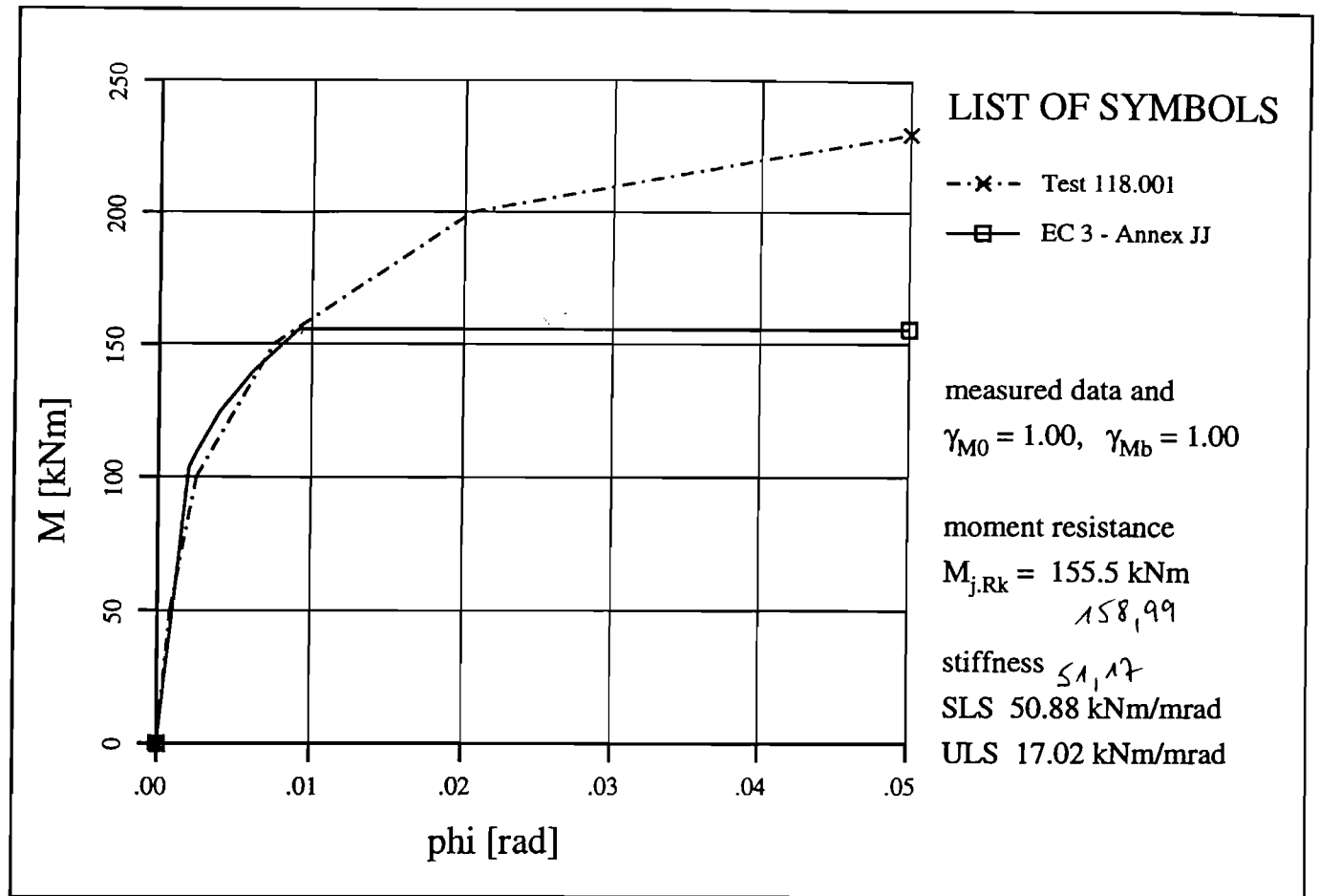
stiffness $6,33$
 SLS 6.32 kNm/mrad
 ULS 2.12 kNm/mrad

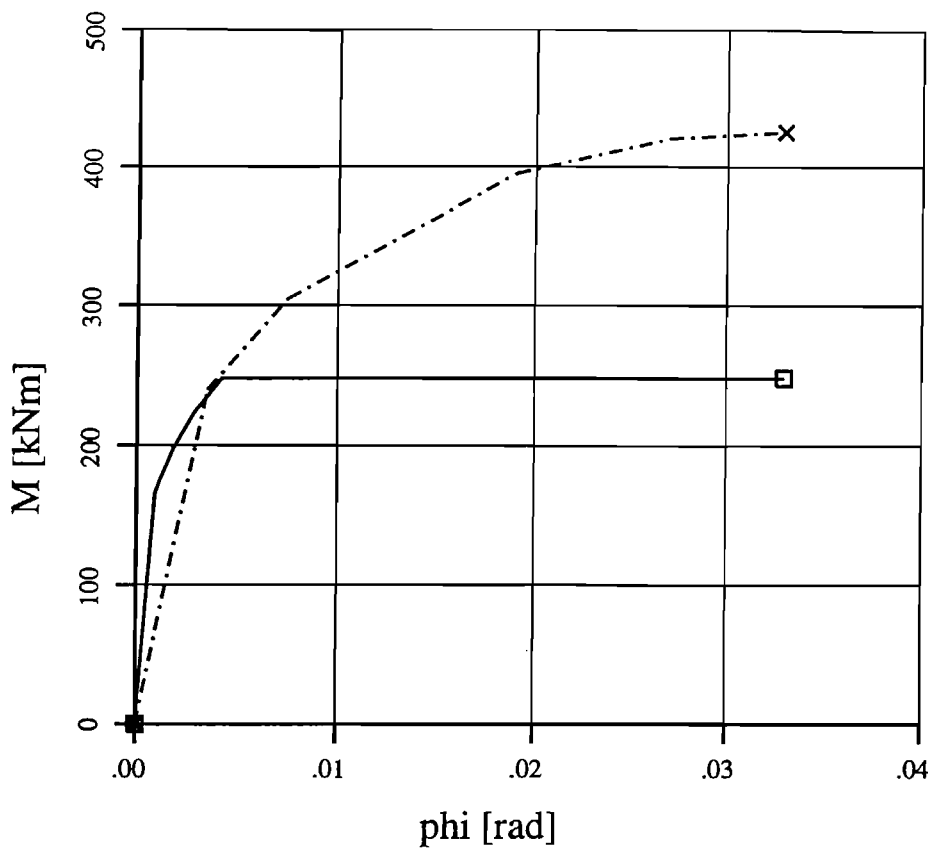


LIST OF SYMBOLS

- unbraced frames
- △- braced frames
- ◇- pinned
- +-- Test 117.012
- ▽- EC 3 - Annex JJ







LIST OF SYMBOLS

--x-- Test 118.002

—□— EC 3 - Annex JJ

measured data and

$$\gamma_{M0} = 1.00, \gamma_{Mb} = 1.00$$

moment resistance

$$M_{j,Rk} = 248.1 \text{ kNm}$$

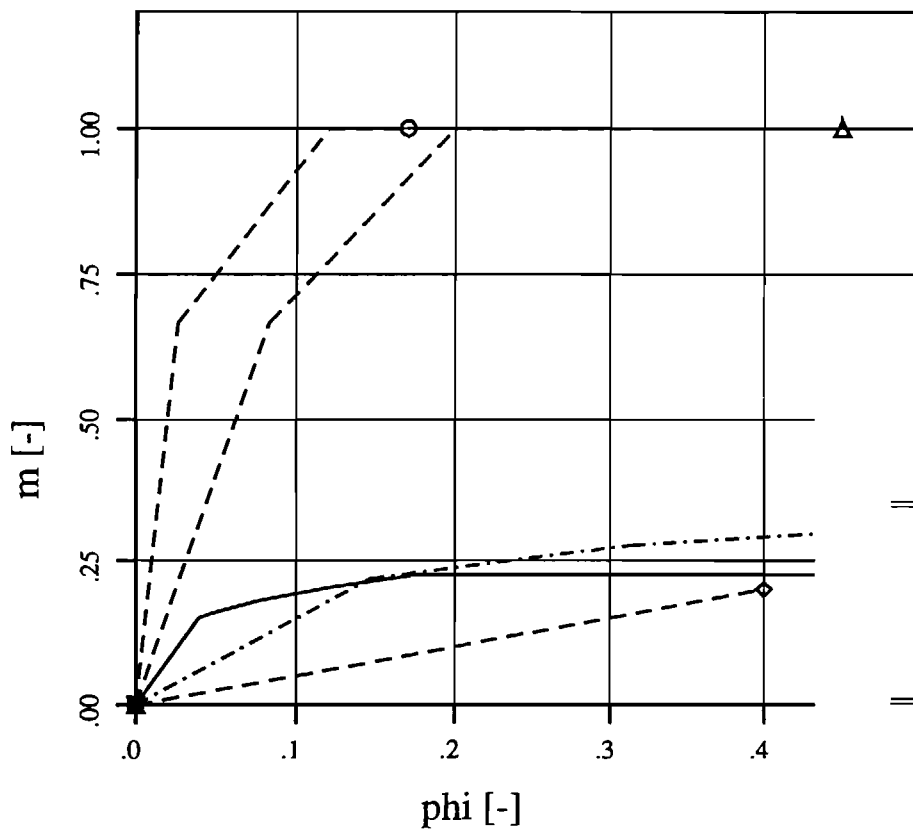
$$283,72$$

stiffness

$$169,12$$

$$\text{SLS } 176.03 \text{ kNm/mrad}$$

$$\text{ULS } 58.91 \text{ kNm/mrad}$$



LIST OF SYMBOLS

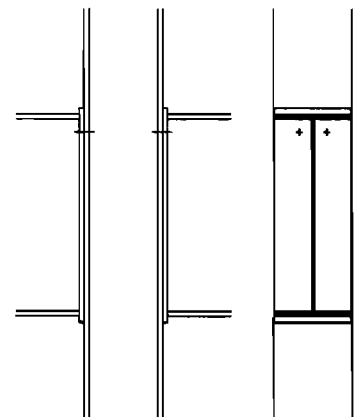
—○— unbraced frames

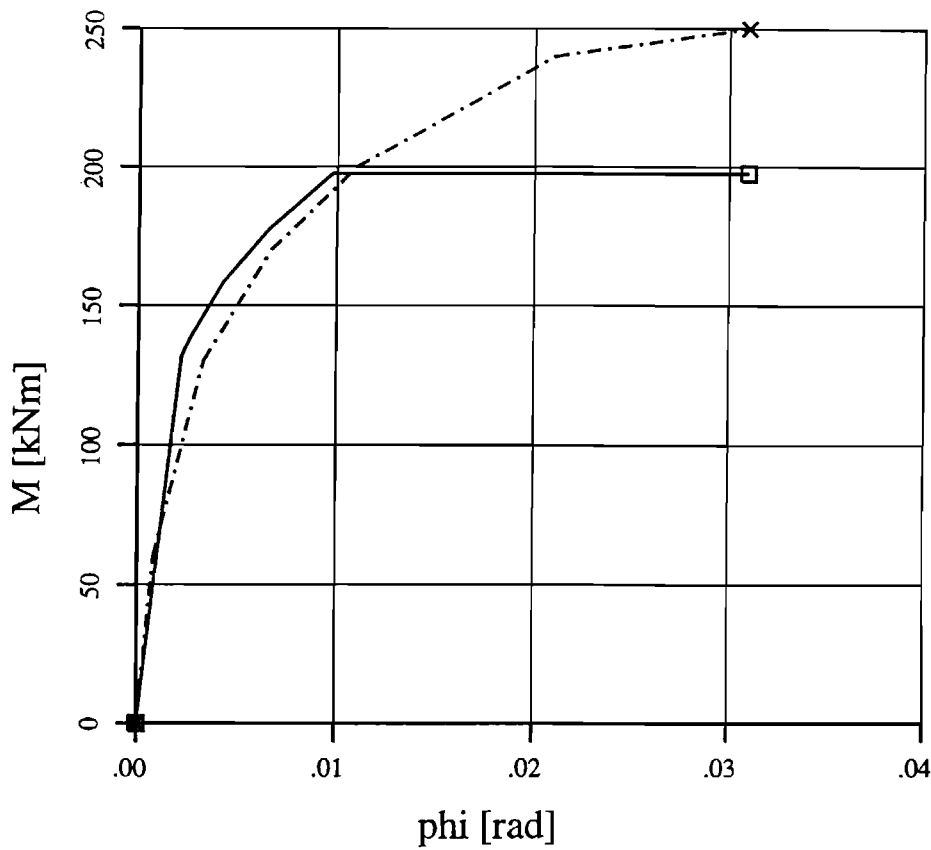
—△— braced frames

—◇— pinned

··+·· Test 118.002

—▽— EC 3 - Annex JJ





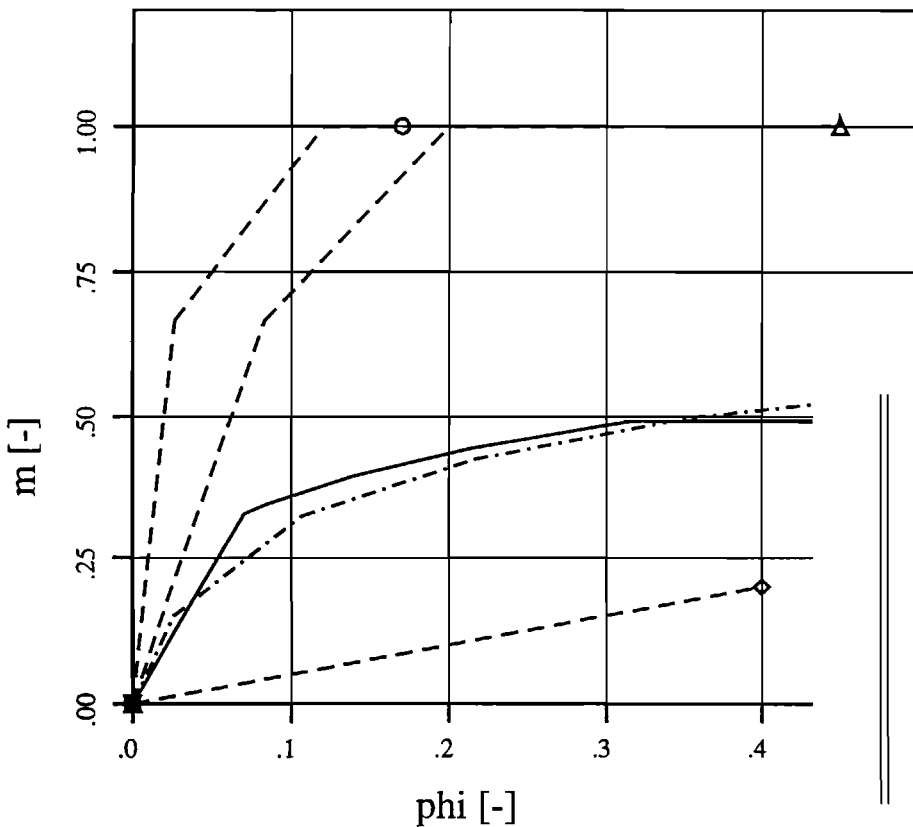
LIST OF SYMBOLS

- x·- Test 118.003
- EC 3 - Annex JJ

measured data and
 $\gamma_{M0} = 1.00, \gamma_{Mb} = 1.00$

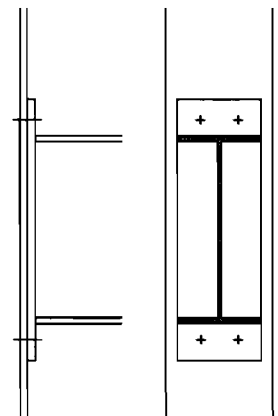
moment resistance
 $M_{j,Rk} = 197.6 \text{ kNm}$

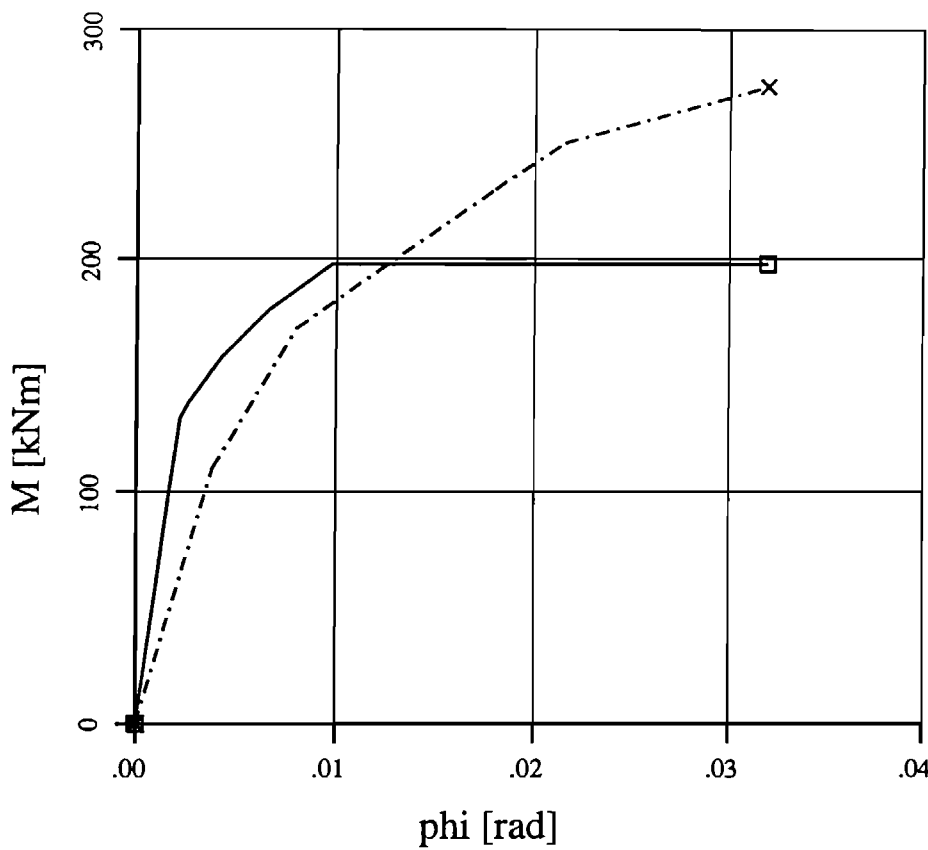
stiffness
 SLS 60.35 kNm/mrad
 ULS 20.20 kNm/mrad



LIST OF SYMBOLS

- unbraced frames
- △- braced frames
- ◇- pinned
- +·- Test 118.003
- ▽- EC 3 - Annex JJ





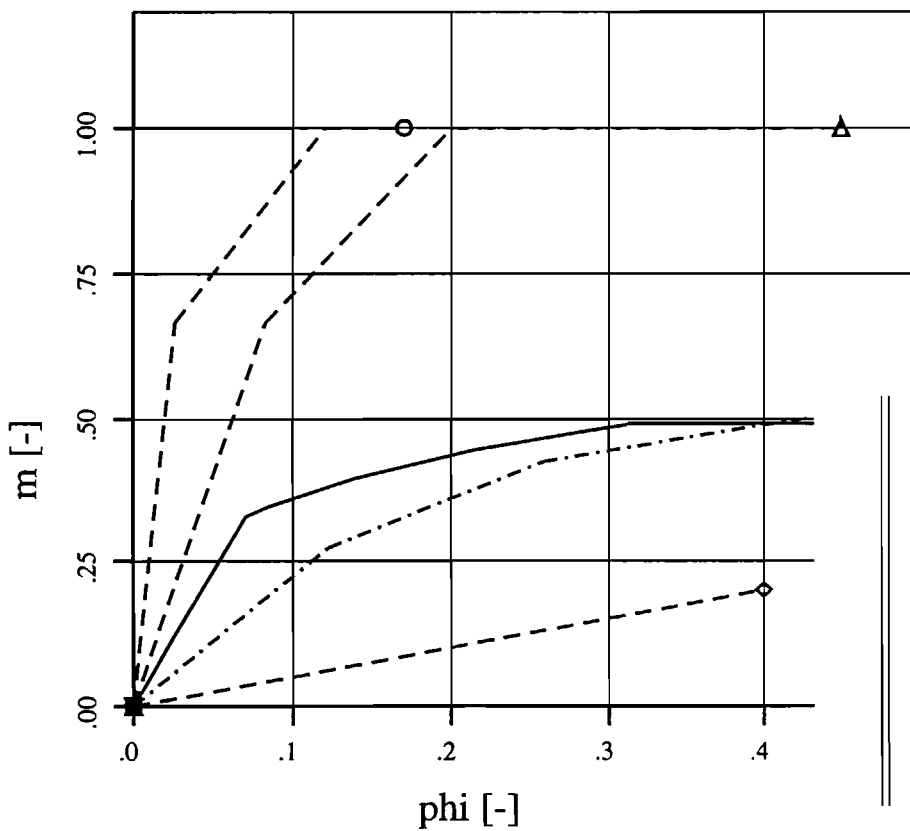
LIST OF SYMBOLS

- x-- Test 118.004
- EC 3 - Annex JJ

measured data and
 $\gamma_{M0} = 1.00, \gamma_{Mb} = 1.00$

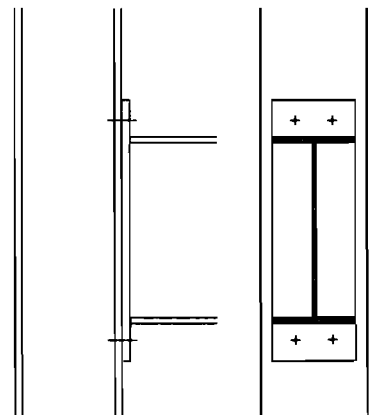
moment resistance
 $M_{j,Rk} = 197.6 \text{ kNm}$

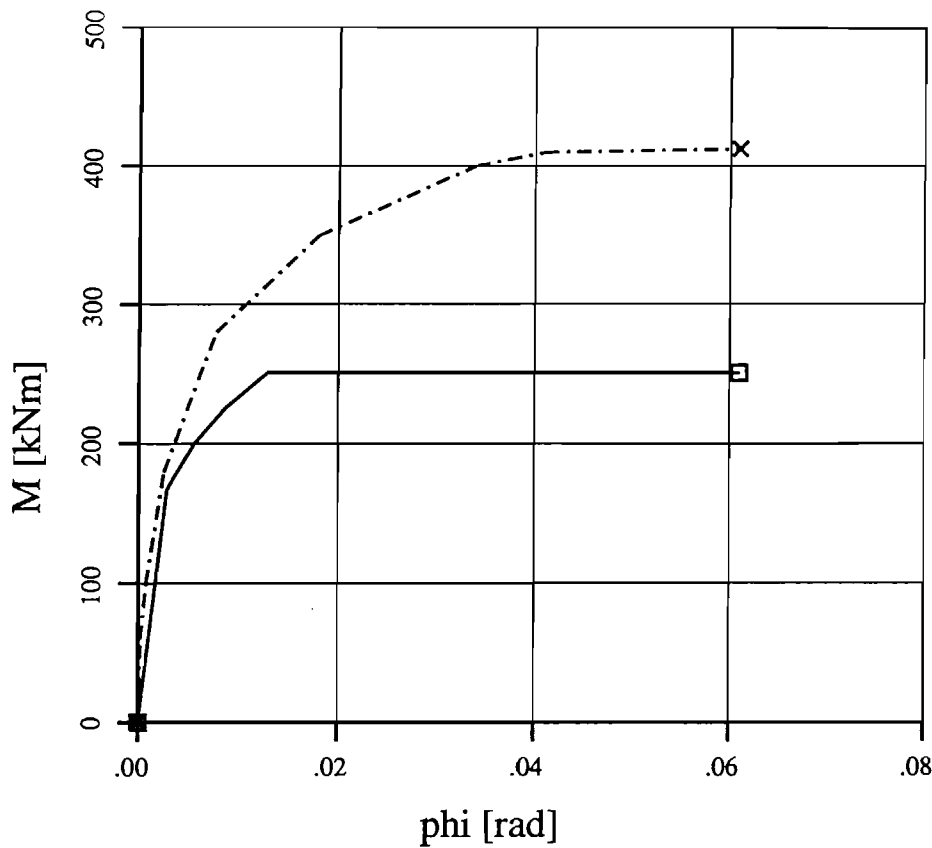
stiffness
 SLS 60.35 kNm/mrad
 ULS 20.20 kNm/mrad



LIST OF SYMBOLS

- unbraced frames
- △-- braced frames
- ◇-- pinned
- +-- Test 118.004
- ▽— EC 3 - Annex JJ





LIST OF SYMBOLS

--x-- Test 118.005

—□— EC 3 - Annex JJ

measured data and

$$\gamma_{M0} = 1.00, \quad \gamma_{Mb} = 1.00$$

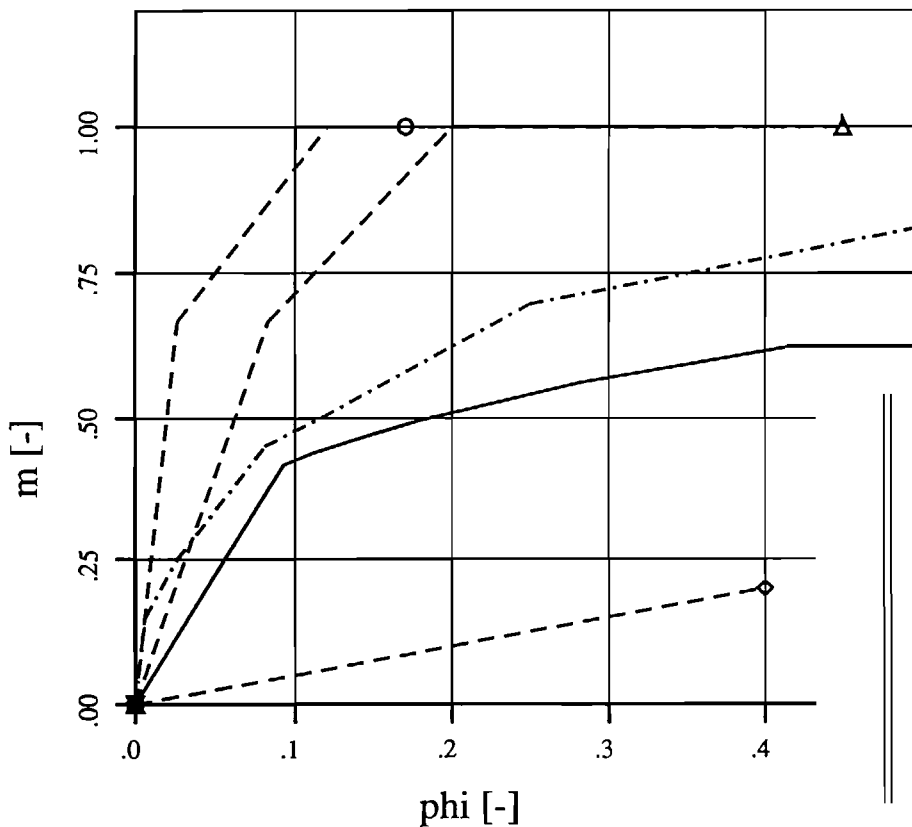
moment resistance

$$M_{j,Rk} = 250.5 \text{ kNm}$$

stiffness

$$\text{SLS } 58.33 \text{ kNm/mrad}$$

$$\text{ULS } 19.52 \text{ kNm/mrad}$$



LIST OF SYMBOLS

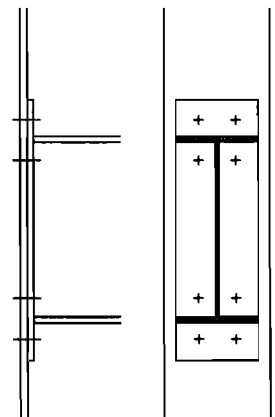
--○-- unbraced frames

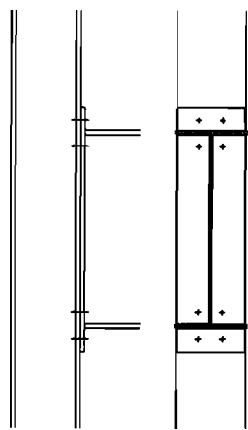
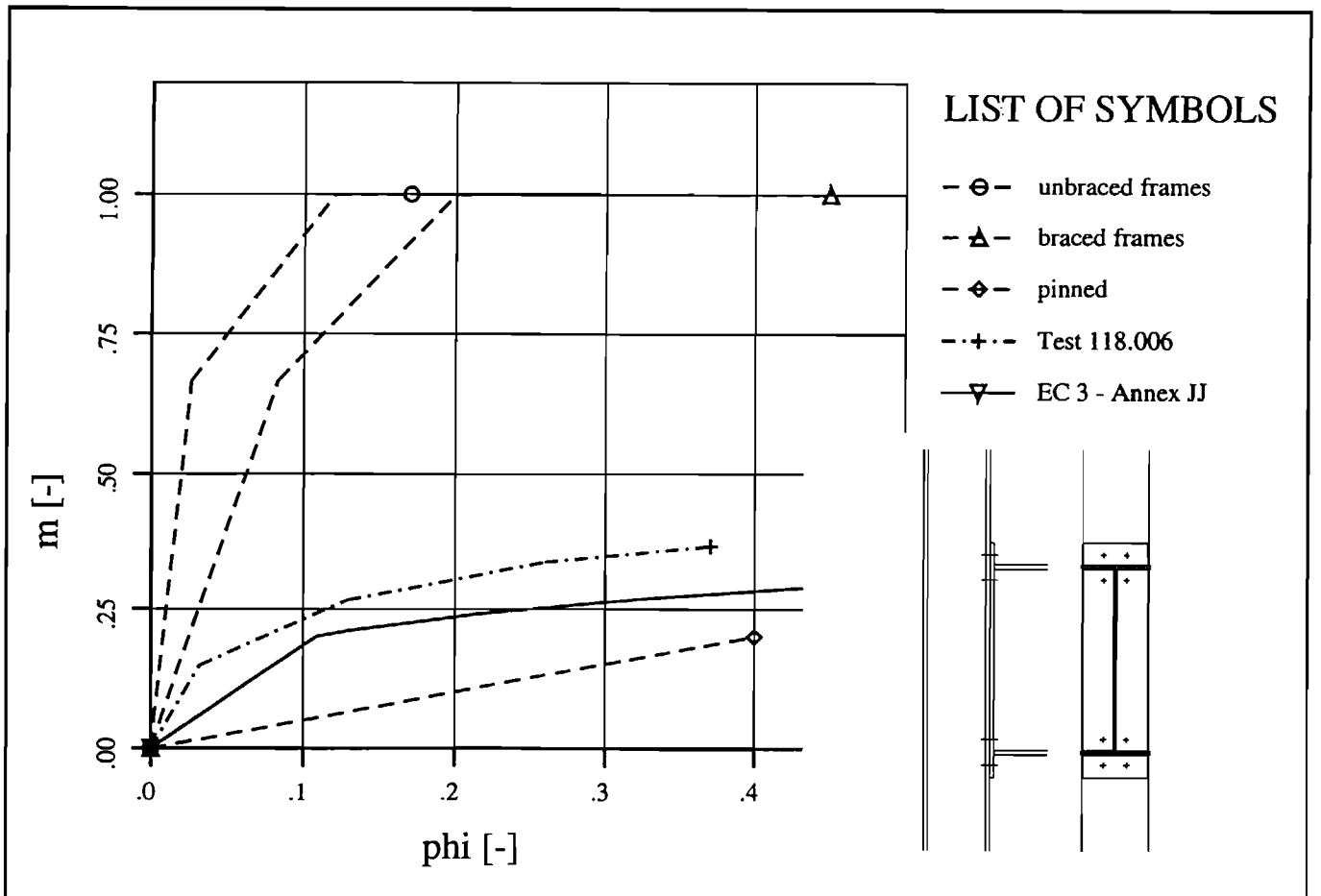
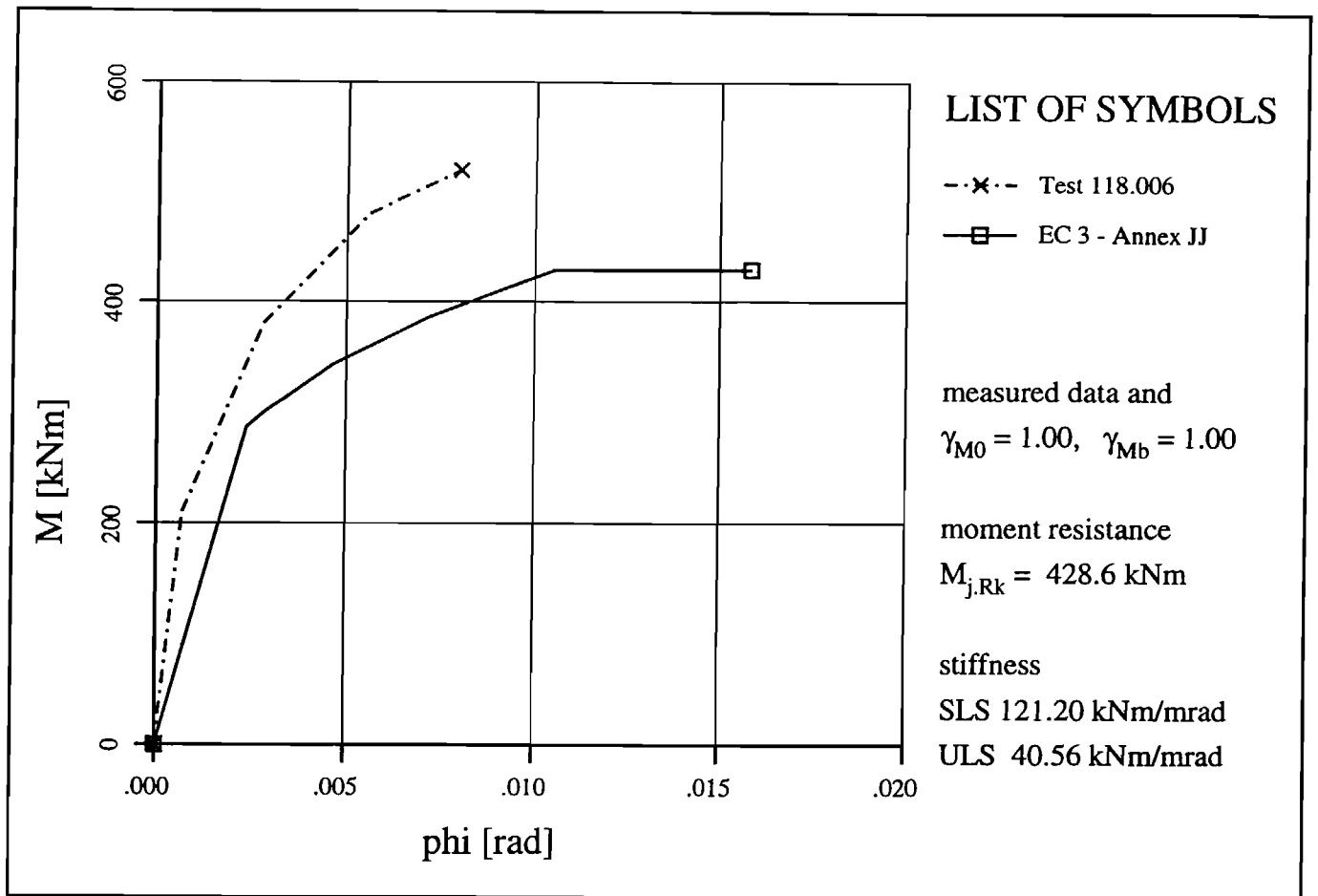
--△-- braced frames

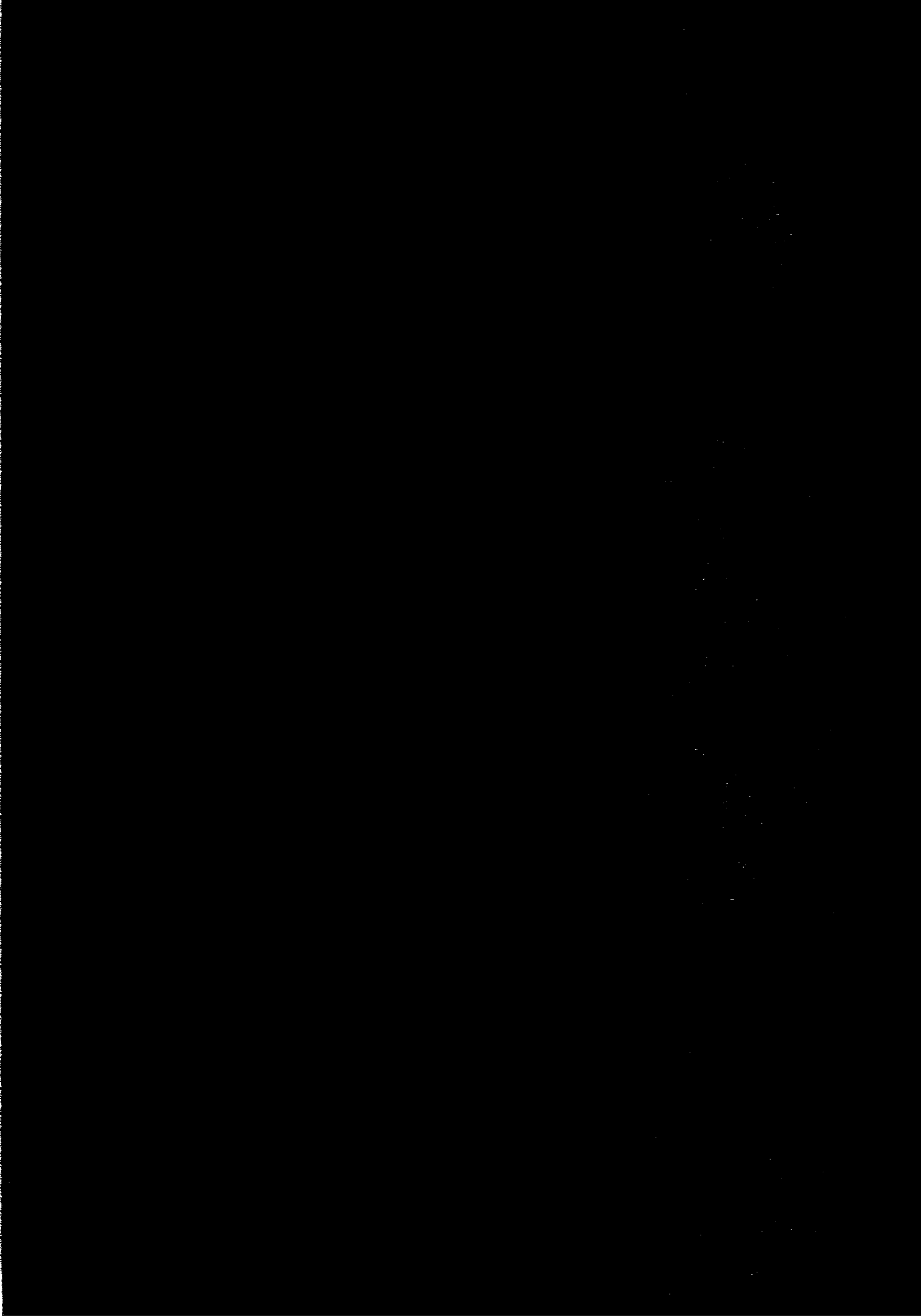
--◇-- pinned

--+-- Test 118.005

--▽-- EC 3 - Annex JJ







Anlage 7

Datenbank SERICON

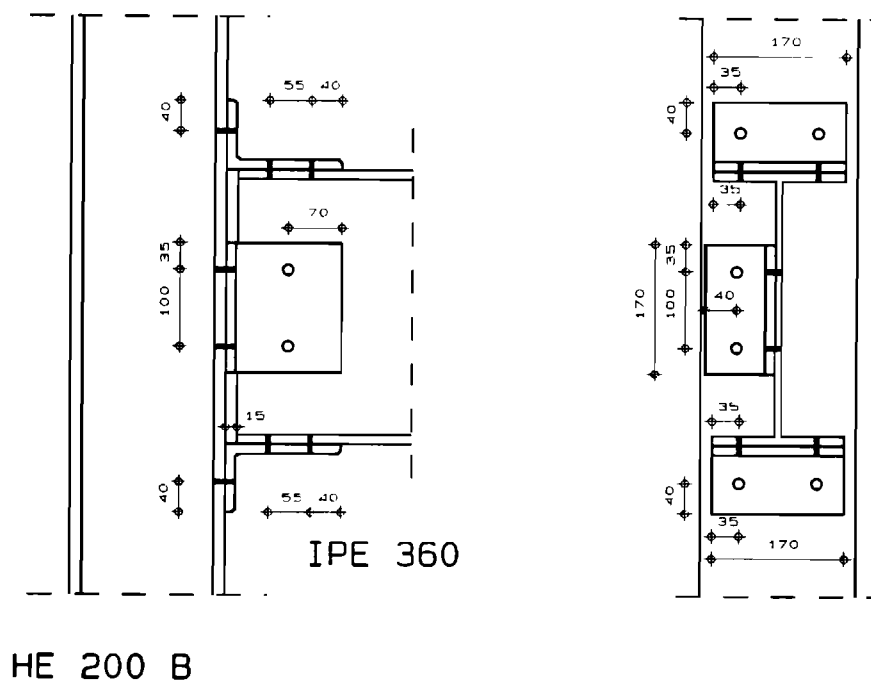
Data sheet

(Beispiel)

CONNECTION TYPE	SINGLE WEB AND UPPER AND LOWER FLANGE CLEATED CONNECTION	TEST NO 103.006	PAGE 1
AUTHOR(S) TEST CENTRE	Schleich, J.B.; Gérardy, J.C.; Jaspart, J.P University of Liège	TEST DATE October 1988	
SOURCE OF DATA	Semi-rigid action in steel frame Structures (CECA - No 7210 - SA/507)		

SPECIMEN DETAILS	MEMBERS SIZES AND REFERENCES
TESTARRANGEMENT : canteliver TEST : in plane MATERIAL STANDARD : Eurocode 3 SPECIMEN REFERENCE: 36T3C2 COLUMN ORIENTATION: strong axis	BEAM: IPE 360 Fe 360
COLUMN WEB STIFFENING : no COLUMN FLANGE STIFFENING : no	COLUMN: HE 200 B Fe 360
NUMBER AND SIZE OF BOLTS : 4 M20, 12 M24 GRADE OF BOLTS : 8.8 (DIN 931) WASHERS : yes BOLT TIGHTENING PROCEDURE: hand controlled tightening	CONNECTION: cleat 150*90*13, St 37-2 cleat 150*90*13, St 37-2

DRAWING OF THE CONNECTION AND THE CONNECTED MEMBER

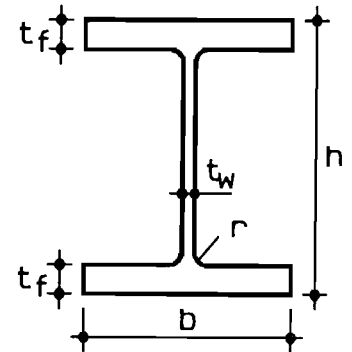


BEAMS FRAMING INTO THE COLUMN FLANGE

COMPOSITE BEAM: no (⇒ Seite 3 entfällt)

COLUMN AND BEAM(S)

	column	beam_1	beam_2	beam_3	beam_4
h	202.8 (200.0)	359.6 (360.0)	- -	- -	- -
b	201.9 (200.0)	170.0 (170.0)	- -	- -	- -
tf	14.2 (15.0)	12.0 (12.7)	- -	- -	- -
tw	9.1 (9.0)	7.8 (8.0)	- -	- -	- -
r	(18.0)	(18.0)	- -	- -	- -

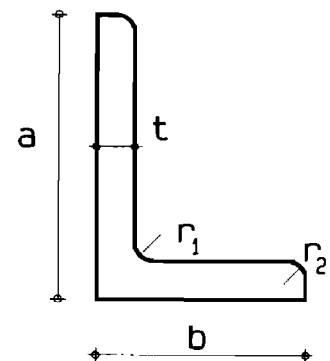


units: [mm]

measured average values of h, b, t and r
(-) nominal values

ENDPLATE, CLEATS, T-STUBS, WELDS, BOLTS, HOLES,...

	cleat 1	cleat 2	cleat 3
where	web	flanges	
a	151.0 (150.0)	151.0 (150.0)	- -
b	91.2 (90.0)	91.2 (90.0)	- -
t	12.8 (13.0)	12.8 (13.0)	- -
r1	(12.5)	(12.5)	-
r2	(6.5)	(6.5)	-



units: [mm]

measured average values of a, b, t and r
(-) nominal values

BOLTS type 1: 4 M20, 8.8 (DIN 931)
clearance between bolts and holes: 1 mm
bolts with washers
hand controlled tightening (15 kgm)

type 2: 12 M 24, 8.8 (DIN 931)
clearance between bolts and holes: 1 mm
bolts with washers
hand controlled tightening (22 kgm)

bolts M 20 used in the web cleat
bolts M 24 used in the flange cleat

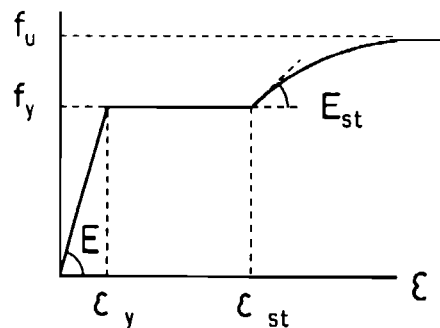
(Seite 3 entfällt, nur bei Verbund)

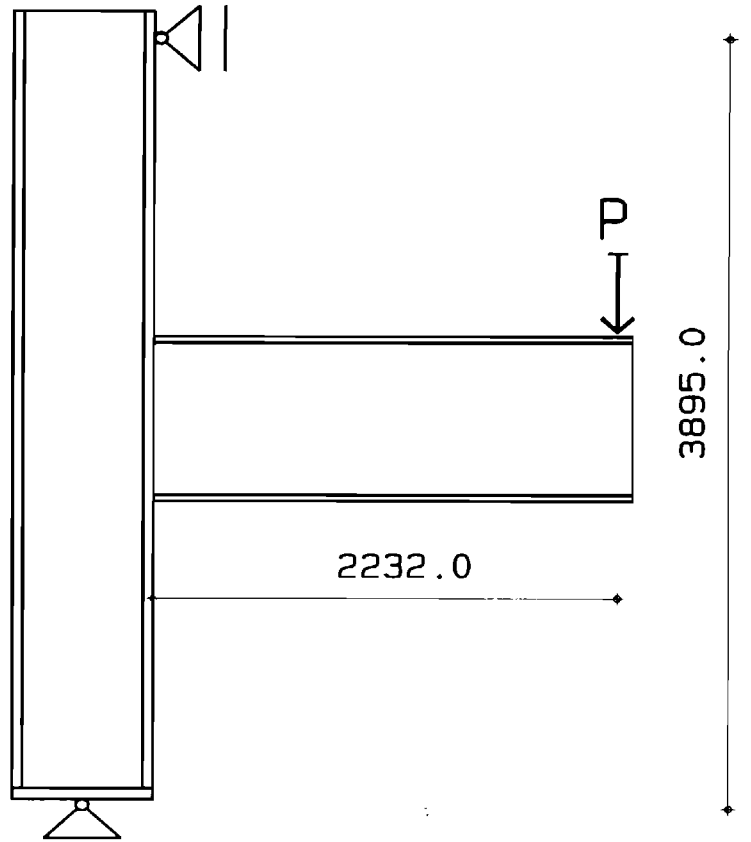
MECHANICAL CHARACTERISTICS OF BEAMS, COLUMN
AND CONNECTING STEEL ELEMENTS

TEST NO 103.006 PAGE 4

	grade	E	f _y	ε _{st}	E _{st}	f _u
		[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]
COLUMN flange	Fe 360	(210000)	274.0	(235.0)		419.0
			(235.0)			(360.0)
web	Fe 360	(210000)	276.0	(235.0)		415.0
			(235.0)			(360.0)
BEAM 1 flange	Fe 360	(210000)	279.5	(235.0)		418.0
			(235.0)			(360.0)
web	Fe 360	(210000)	289.5	(235.0)		418.0
			(235.0)			(360.0)
CLEAT 1 long leg	St 37-2	(210000)	272.5			408.0
			(235.0)			
short leg	St 37-2	(210000)	240.5			392.0
CLEAT 2 long leg	St 37-2	(210000)	272.5			408.0
			(235.0)			
short leg	St 37-2	(210000)	240.5			392.0

(-) nominal values





units: [mm]

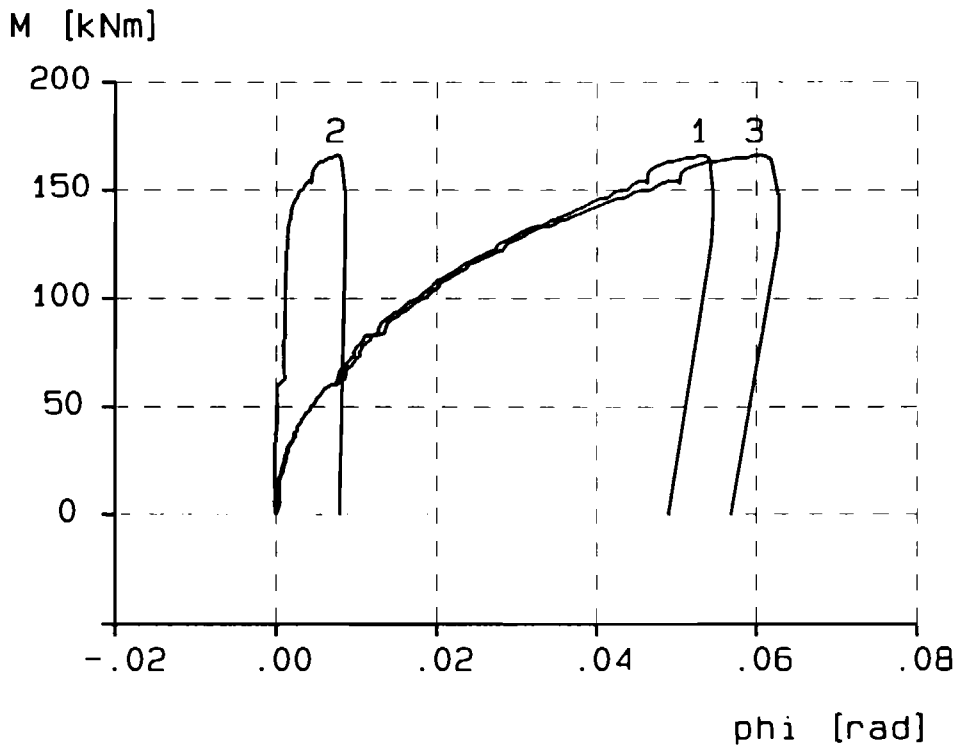
INSTRUMENTATION

	TYPE	LOCATION
DEFLECTION MEASUREMENT		
ROTATION MEASUREMENT		
LOAD MEASUREMENT		

Remark: for more details see SOURCE OF DATA (see page 1)

EXPERIMENTAL M- ϕ CURVES

- 1 CONNECTION
- 2 SHEAR
- 3 TOTAL ROTATION



FAILURE MODE

excessive yielding of all the connection cleats

maximum moment obtained during the test: 166.0000 [kNm]

DEFINITION OF CURVE COORDINATES

definition of M

M is evaluated at the beam-to-column interface

definition of phi

connection: phi corresponds to the deformability of the connection elements (e.g. endplate, cleats, bolts) and to the load-introduction deformability in the column web

shear: phi corresponds to the deformability of the sheared column web panel

total rotation: phi corresponds to the deformability of the whole joint (connection + shear)

initial tangent stiffness:

unloading stiffness:

secant tangent stiffness:

corresponding value of phi: